



Jorge Henrique Gonçalves Soares Rebelo

Licenciado em Ciências de Engenharia Civil

Estudo da Contribuição do Confinamento na Resistência da Zona Local de Ancoragem de Pré-Esforço

Dissertação para obtenção do Grau de Mestre em
Engenharia Civil – Perfil de Estruturas

Orientador: Professora Doutora Carla Alexandra da Cruz Marchão,
Professora Auxiliar, FCT/UNL

Júri:

Presidente: Professor Doutor Nuno Manuel da Costa Guerra,
Professor Associado, FCT/UNL

Arguente: Professor Doutor Valter José da Guia Lúcio,
Professor Associado, FCT/UNL

Vogais: Professora Doutora Carla Alexandra da Cruz Marchão,
Professora Auxiliar, FCT/UNL



FACULDADE DE
CIÊNCIAS E TECNOLOGIA
UNIVERSIDADE NOVA DE LISBOA

Novembro 2016

Estudo da Contribuição do Confinamento na Resistência da Zona Local de Ancoragem de Pré-Esforço

Copyright © Jorge Henrique Gonçalves Soares Rebelo, Faculdade de Ciências e Tecnologia, Universidade Nova de Lisboa.

- A Faculdade de Ciências e Tecnologia e a Universidade Nova de Lisboa têm o direito, perpétuo e sem limites geográficos, de arquivar e publicar esta dissertação através de exemplares impressos reproduzidos em papel ou de forma digital, ou por qualquer outro meio conhecido ou que venha a ser inventado, e de a divulgar através de repositórios científicos e de admitir a sua cópia e distribuição com objetivos educacionais ou de investigação, não comerciais, desde que seja dado crédito ao autor e editor.

Agradecimentos

Com esta etapa da minha vida a chegar ao fim, não poderia deixar de agradecer a todos aqueles que contribuíram para alcançar esta meta e para o meu percurso de vida. Dito isto desejo expressar os meus sinceros agradecimentos:

À minha orientadora a Professora Doutora Carla Machão, pelo apoio, presença, simpatia e dedicação, para com a orientação, sempre disposta ajudar e a partilhar conhecimentos. Foi uma honra ter a Professora do DEC 2014/2015 como orientadora da dissertação de mestrado.

A todos os colegas que de certa forma ajudaram-me nesta caminhada, em especial ao David Manta, pelo grande espírito crítico e de amizade que transpôs ao longo do curso, sempre com humildade e excelência, dando um muito bom exemplo a seguir.

Aos colegas que me acompanham desde o início: João, “Tozé”, Diogo, Teotónio e “Sedielos”, pelos bons momentos disfrutados.

Não queria também deixar de agradecer ao Hugo Fernandes, Ricardo Faria e ao Jorge Cruz, as diversas discussões e trocas de ideias sobre o programa ATENA 3D, que enriqueceram o conteúdo deste trabalho. Também não podia deixar de agradecer à Inês Navalhas pela ajuda na revisão do documento escrito.

Aos meus pais e à minha irmã pelo apoio incondicional a todos os níveis que me concederam, sem eles nada disto seria possível. Um profundo obrigado à minha mãe, pela dedicação e confiança para comigo: “Nunca te serei suficientemente grato”.

Um agradecimento especial à minha tia-madrinha Mariana, pelo apoio e palavras ao longo da minha vida, sendo para mim uma segunda mãe.

Por fim, mas não menos importante, à Sara Melissa, pelo amor, carinho, apoio e ajuda demonstrada, obrigado por fazeres parte da minha vida.

Resumo

Com o objetivo de analisar a eficiência das armaduras de confinamento em zonas locais de ancoragem de pré-esforço, nomeadamente quando existe mais do que um nível de confinamento, efetuou-se um estudo paramétrico tendo como base o ensaio de transferência de carga preconizado na ETAG 013.

Para a realização do estudo paramétrico, recorreu-se ao programa ATENA 3D (*Advanced Tool for Engineering Nonlinear Analysis*) que permite simular o comportamento dos materiais através de análise não linear, tendo em conta a fendilhação e esmagamento do betão, permitindo deste modo uma análise mais completa e rigorosa.

Para o estudo paramétrico foram analisados quarenta e cinco modelos numéricos de quartos de prismas, dos quais quarenta e três com dois tipos de armadura de confinamento: helicoidal e estribo. Os parâmetros estudados foram: classe de resistência do betão, dimensão da secção transversal e a percentagem geométrica e mecânica das armaduras (essencialmente da armadura helicoidal). Os modelos numéricos foram levados até à rotura através da prescrição de deslocamento no topo da cabeça de ancoragem.

Realizou-se uma análise dos resultados, que incluiu cargas últimas, percentagens geométricas e mecânicas de armadura, extensões das armaduras de confinamento e distribuição elástica de tensões, a fim de se obter conclusões sobre a interação entre os dois tipos de armadura: helicoidal e estribo, com a influência dos parâmetros estudados.

Palavras-chave: Zona local de ancoragem de pré-esforço, Armadura de confinamento, Estudo paramétrico, Análise numérica

Abstract

With the aim of investigating the efficiency of the confining reinforcement in the local anchorage zone of post-tensioning tendons, in particular when there is more than one level of reinforcement, a parametric study based on the load transfer test recommended by the ETAG 013 was performed.

The study was conducted using the finite element software ATENA 3D (Advanced Tool for Engineering Nonlinear Analysis), that can take into account the materials nonlinear behavior such as cracking and crushing of the concrete, towards a precise and full analysis of the specimens.

The parametric study was made by simulating only a quarter of forty-five specimens of which forty-three were of reinforced concrete (confining reinforcement: spirals and stirrups). The concrete strength, the cross-section dimensions and the reinforcement ratio (especially for spirals), were the parameters studied in this work. All the models were subject to a prescribed displacement on top of the anchorage device until the failure load was reached.

An analysis of the numerical results was performed, such as ultimate loads, reinforcement ratios, strains and stress distribution on elastic models, in order to obtain conclusions about the interaction of the two confining reinforcements, spirals and stirrups, with the influence of the studied parameters.

Keywords: Post-tensioning local anchorage zone, confining reinforcement, Parametric study, Numerical Analysis

Conteúdo

1	Introdução	1
1.1	Enquadramento Geral.....	1
1.2	Objetivos	2
1.3	Estrutura da Dissertação.....	3
2	Estado de Arte	5
2.1	Introdução.....	5
2.2	Desenvolvimento Histórico.....	6
2.2.1	<i>Richart, Brandtzaeg, e Brown (1928)</i>	6
2.2.2	<i>Niyogi (1975)</i>	6
2.2.3	<i>Wurm e Daschner (1977, 1983)</i>	7
2.2.4	<i>Suzuki e Nakatsuka (1982)</i>	7
2.2.5	<i>Schlaich e Schafer (1989)</i>	9
2.2.6	<i>Breen et al. (1991)</i>	9
2.2.7	<i>Wollmann e Roberts-Wollmann (2000)</i>	11
2.2.8	<i>Ahmed, Burley e Rigden (1998)</i>	12
2.2.9	<i>Bonetti (2005)</i>	14
2.2.10	<i>Bonetti, Roberts-Wollmann e Santos (2014)</i>	16
2.2.11	<i>Cervenka e Ganz (2014)</i>	17
2.2.12	<i>Marchão (2015)</i>	19
2.2.13	<i>Conclusão</i>	20
2.2.14	<i>Norma, ETAG 013 (2002)</i>	20
3	Fundamentos da Análise Não Linear	23

3.1	Introdução.....	23
3.2	Elementos Finitos Sólidos	23
3.3	Modelos Constitutivos e Propriedades Mecânicas dos Materiais	25
3.3.1	Betão.....	25
3.3.2	Aço	35
4	Descrição dos Modelos Numéricos	39
4.1	Introdução.....	39
4.2	Geometria dos Modelos	43
4.3	Propriedades Mecânicas do Betão	46
4.4	Propriedades Mecânicas do Aço.....	48
4.4.1	Ancoragem	48
4.4.2	Apoio	48
4.5	Interface Betão-Aço da Ancoragem.....	49
4.6	Relações <i>Bond-slip</i> , Tensão de Aderência-Escorregamento	49
5	Estudo Paramétrico e Análise de Resultados	53
5.1	Introdução.....	53
5.2	Prismas P1	53
5.2.1	Força de Rotura.....	54
5.2.2	Extensões nas Armaduras	55
5.3	Prismas P2, P3 e P4	66
5.3.1	Força de Rotura.....	66
5.3.2	Extensão nas Armaduras	67
5.4	Comentários Gerais sobre as Extensões das Armaduras.....	73
5.5	Comparação dos Resultados com as Equações Propostas por outros Autores.....	76
5.5.1	Breen et al. (1991).....	76
5.5.2	Wollmann e Roberts-Wollmann (2000)	78
5.5.3	Bonetti (2005)	80
5.5.4	Comparação dos Resultados	82
5.6	Percentagem Mecânica e Geométrica de Armaduras	84
5.7	Análises Elásticas	85
5.7.1	Comparação Modelos com Ancoragem versus Chapas.....	86
5.7.2	Comparação Entre Modelos com Ancoragem.....	90
6	Conclusões e Desenvolvimentos Futuros	93
6.1	Conclusões	93
6.2	Desenvolvimentos Futuros.....	96

Bibliografia	97
---------------------------	-----------

Índice de Figuras

Figura 2.1 - Pressão lateral, armadura de confinamento (adaptado de Breen et al. (1991)).	10
Figura 2.2 - Área efetiva de confinamento (adaptado de Breen et al (1991)).	11
Figura 2.3 - Armadura de confinamento, zona local de ancoragem de pré-esforço, adaptado de Wollmann e Roberts-Wollmann (2000).	12
Figura 2.4 - Tipos de armadura utilizados por Ahmed et al. (1998).	13
Figura 2.5 – Descrição das variáveis utilizadas por Bonetti (adaptado de Bonetti (2005)).	15
Figura 2.6 - Secção quadrada <i>versus</i> secção retangular (Cervenka e Ganz, 2014).	18
Figura 2.7 - Provetes com dimensões iguais ou superiores à dimensão mínima (Cervenka e Ganz, 2014) ..	18
Figura 3.1 - Geometria dos elementos finitos disponíveis no ATENA 3D: a) Tetraedro; b) Hexaedro; c) Pentaedro (adaptado de Cervenka et al., (2016)).	24
Figura 3.2 - Diagrama tensão-deformação uniaxial do betão (adaptado de Cervenka et al. (2016)).	25
Figura 3.3 - Diagrama de rotura biaxial do betão (adaptado de Cervenka et al. (2016)).	26
Figura 3.4 - Diagrama tensão-deformação, compressão (Cervenka et al., 2016).	27
Figura 3.5 - Lei de abertura de fendas exponencial, desenvolvida por Hodijk (adaptado de Cervenka et al. (2016)).	30
Figura 3.6 - Processo de fendilhação do betão no diagrama tensão-deformação do betão (adaptado de Cervenka et al. (2016)).	31
Figura 3.7 – Modelo de fendilhação fixa, estado de tensões e deformações (Cervenka et al., 2016).	32
Figura 3.8 – Modelo com rotação de fendas, estado de tensões e deformações (Cervenka et al., 2016).	33
Figura 3.9 - Redução da resistência à compressão do betão, devido à fendilhação do material (Cervenka et al., 2016).	34
Figura 3.10 - Relação tensão-deformação do aço, comportamento bilinear com endurecimento, utilizado nos modelos simulados.	36
Figura 3.11 - Curva analítica aderência-escorregamento (<i>Model Code 2010, 2012</i>).	37
Figura 4.1 - Exemplo de um prisma, submetido a um ensaio experimental de transferência de carga (extraído de Cervenka e Ganz (2014)).	40
Figura 4.2 - Provede tipo preconizado pela ETAG 013 (2002) para os ensaios de transferência de carga.....	40

Figura 4.3 - Simplificação da armadura helicoidal (lado esquerdo) para cinta (lado direito), esta última com a simplificação de dupla simetria.	41
Figura 4.4 - Composição dos modelos completos, discriminando em a) o dispositivo de ancoragem, em b) o betão e em c) as armaduras.	42
Figura 4.5 - Composição dos quartos de modelos com ancoragem, discriminando em a) o dispositivo de ancoragem, em b) o betão e em c) as armaduras.	42
Figura 4.6 - Composição dos quartos de modelos com chapa de transmissão de carga, discriminando em a) a chapa de transmissão de carga, em b) o betão e em c) as armaduras.	43
Figura 4.7 - Modelo genérico para os casos estudados com dispositivo de ancoragem.	44
Figura 4.8 - Modelos P1c, para o caso estudado com chapa de apoio.	45
Figura 4.9 - Dimensões genéricas dos prismas.	46
Figura 4.10 - P1 - Relações aderência-eskorregamento.	50
Figura 4.11 - P2 - Relações aderência-eskorregamento.	51
Figura 4.12 - P3 - Relações aderência-eskorregamento.	51
Figura 4.13 - P4 - Relações aderência-eskorregamento.	52
Figura 5.1 - Relações Força-Deslocamento dos prismas: a) P1a, b) P1b, c) P1c e d) P1d.	54
Figura 5.2 - Identificação dos pontos de monitorização das extensões das armaduras de confinamento.	56
Figura 5.3 - P1a (Estritos $\phi = 10$ mm) - Extensões nas armaduras ao longo da altura da zona confinada (Casos 1 e 2).	57
Figura 5.4 - P1b (Estritos $\phi = 16$ mm) - Extensões nas armaduras ao longo da altura da zona confinada (Casos 1 e 2).	58
Figura 5.5 - P1c (Estritos $\phi = 10$ mm) - Extensões nas armaduras ao longo da altura da zona confinada (Casos 1 e 2).	59
Figura 5.6 - P1d (Estritos $\phi = 6$ mm) - Extensões nas armaduras ao longo da altura da zona confinada (Casos 1 e 2).	60
Figura 5.7 - P1a - Curvas força (F) - Deformação (ϵ).	62
Figura 5.8 - P1b - Curvas força (F) - Deformação (ϵ).	63
Figura 5.9 - P1c - Curvas força (F) - Deformação (ϵ).	64
Figura 5.10 - P1d - Curvas força (F) - Deformação (ϵ).	65
Figura 5.11 - Relações Força-Deslocamento dos prismas P2,P3 e P4.	66
Figura 5.12 - P2 - Extensões nas armaduras ao longo da altura da zona confinada (Casos 1 e 2).	68
Figura 5.13 - P3 - Extensões nas armaduras ao longo da altura da zona confinada (Casos 1 e 2).	69
Figura 5.14 - P4 - Extensões nas armaduras ao longo da altura da zona confinada (Casos 1 e 2).	70
Figura 5.15 - P2 - Curvas Força (F) - Deformação (ϵ).	71
Figura 5.16 - P3 - Curvas Força (F) - Deformação (ϵ).	72
Figura 5.17 - P4 - Curvas Força (F) - Deformação (ϵ).	73
Figura 5.18 - Evolução das extensões nas armaduras de confinamento ao longo da altura confinada, com a carga aplicada.	74
Figura 5.19 - Carga última P_u vs percentagem geométrica de armadura ρ	84
Figura 5.20 - Carga última P_u vs percentagem mecânica de armadura ω	85
Figura 5.21 - Comparação entre modelos elásticos, P1a-0 (Ancoragem) e P1c-0 (Chapa).	87
Figura 5.22 - Comparação entre modelos elásticos, P1a-1 (Ancoragem) e P1c-1 (Chapa).	88

Figura 5.23 - Comparação entre modelos elásticos, P1a-5 (Ancoragem) e P1c-5 (Chapa).....	89
Figura 5.24 - Comparação entre modelos elásticos, P1a-1,5, P1b-1,5 e P1d-1,5.	91
Figura 5.25 - Comparação entre modelos elásticos, P1a-1,5, P1b-1,5 e P1d-1,5.	92

Índice de Tabelas

Tabela 3.1 - Parâmetros para a definição das relações <i>bond stress-slip</i> (Model Code 2010, 2012).	37
Tabela 4.1 - Armaduras e dimensões dos prismas.....	45
Tabela 4.2 - Propriedades mecânicas dos betões utilizadas.	46
Tabela 4.3 -Outros parâmetros do betão utilizados.....	47
Tabela 4.4 - Propriedades mecânicas das armaduras.....	48
Tabela 4.5 - Características do aço da ancoragem.....	48
Tabela 4.6 - Características da interface betão-ancoragem dos modelos estudados.	49
Tabela 4.7 - Parâmetros utilizados na definição das relações tensão de aderência - escorregamento.	50
Tabela 4.8 - Espaçamento entre nervuras em função do diâmetro do varão.	50
Tabela 5.1 - Cargas últimas, $P_{u,n}$, obtidas pela análise numérica dos prismas P1.	55
Tabela 5.2 – Cargas últimas, $P_{u,n}$, obtidas pela análise numérica dos prismas. P2, P3 e P4.	67
Tabela 5.3 - Previsão da carga última de acordo com a equação (2.9) de Breen et al. (1991).	76
Tabela 5.4 - Previsão da carga última de acordo com a equação (2.10) de Wollmann e Roberts-Wollmann (2000).	78
Tabela 5.5 - Previsão da carga última de acordo com a equação (2.14) de Bonetti (2005).	80
Tabela 5.6 - Média, desvio padrão e coeficiente de variação dos quocientes $P_{u,n} / P_{u,Previsto}$ dos autores analisados, para os modelos com ancoragens.	82
Tabela 5.7 - Média, desvio padrão e coeficiente de variação dos quocientes $P_{u,n} / P_{u,Previsto}$ dos autores analisados, para os modelos com chapas.	82
Tabela 5.8 - Valores máximos e mínimos das tensões elásticas, para uma força aplicada de 1000 kN.....	86

Simbologia

Abreviaturas

ATENA 3D *Advancend Tools for Engineering Nonlinear Analysis 3 Dimensional*

Letras minúsculas latinas

a	Dimensão da aresta da secção transversal do prisma
a'	Dimensão da aresta da secção transversal da chapa de apoio
c	Constante que representa a máxima redução de f'_c (equação (3.10))
c	Coesão na interface Aço-Betão
c_{clear}	Distância entre nervuras das armaduras
e	Excentricidade da superfície de rotura
f_b	Resistência à compressão do betão (Richart, Brandtzaeg, e Brown, 1928)
f_c	Resistência à compressão do betão, sem confinamento
f_{cm}	Resistência média à compressão do betão em provetes cilíndricos
f'_c	Resistência à compressão do betão em provetes cilíndricos
$f'_c{}^{ef}$	Tensão efetiva de resistência à compressão do betão
$f'_{c,cube}$	Resistência à compressão do betão em cubos, sem confinamento
$f'_{ct,sp}$	Resistência à tração do betão através de ensaios de compressão diametral em provetes cilíndricos
f_{ctm}	Resistência média à tração do betão através de ensaios de compressão diametral em provetes cilíndricos
f_{lat}	Pressão lateral de confinamento
f_{lateff}	Pressão lateral de confinamento efetiva
f'_t	Resistência à tração do betão
$f'_t{}^{ef}$	Tensão efetiva de resistência à tração
f_y	Tensão de cedência do aço
h	Altura do prisma
k	Parâmetro de forma
m_q	Fator que depende do índice de armadura q_b
n	Número de voltas da armadura helicoidal
n_{plain}	Resistência à compressão do betão simples (Niyogi, 1975)
n_{rein}	Resistência à compressão do betão com armadura helicoidal (Niyogi, 1975)
p	Passo da armadura helicoidal

r_c	Fator de redução
$r_{c,lim}$	Valor mínimo de redução da resistência à compressão, devido à abertura de fendas
r_{ec}	Fator de redução da resistência à compressão ou à tração, estado biaxial compressão-tração
s	Espaçamento entre cintas circulares (Espaçamento entre níveis da armadura helicoidal simulada), ou o espaçamento entre estribos.
w	Abertura da fenda
w_c	Abertura de fendas quando a f_t^{ef} é nula
w_d	Máxima abertura de fendas à compressão
x	Extensão normalizada

Letras maiúsculas latinas

A	Área da secção transversal máxima homotética com a área A'
A_b	Área efetiva da chapa, calculada com a área A' subtraindo as áreas das aberturas da chapa de apoio
A_c	Área da secção de betão
A_{core}	Área de betão confinado interior à armadura helicoidal
A_{core}	Área de betão confinado (Wollmann e Roberts-Wollmann, 2000)
A_s	Área da secção transversal das armaduras
$A_{s,lat}$	Área da secção transversal das armaduras de confinamento
A'	Área carregada
C_1	Coeficiente que depende da geometria do carregamento e da percentagem de armadura
D	Diâmetros da armadura helicoidal
D_{int}	Diâmetro interior da armadura helicoidal
E_0	Módulo de elasticidade inicial do betão
E_c	Módulo de elasticidade secante do betão
E_{cm}	Módulo de elasticidade do betão pelo EC2, para betão com agregados calcários
E_s	Módulo de elasticidade do aço
G_f	Energia de fratura
K	Fator que depende do tamanho da armadura helicoidal, podendo ser utilizado em termos práticos $K=0,55$
K_{nn}	Rigidez normal
$K_{nn,min}$	Rigidez normal mínima

K_{tt}	Rigidez tangencial
$K_{tt,min}$	Rigidez tangencial mínima
L	Dimensão lateral do Estribo
L_d	Dimensão do elemento finito quando a fenda se propaga na direção paralela a este
L'_d	Dimensão do elemento finito corrigido, quando a fenda se propaga numa direção diferente da paralela a este (compressão)
L'_t	Dimensão do elemento finito corrigido, quando a fenda se propaga numa direção diferente da paralela a este (tração)
P_c	Parcela da capacidade de carga referente ao confinamento do próprio betão
P_{crack}	Carga necessária para abrir a primeira fenda
P_s	Parcela da capacidade de carga referente ao confinamento da(s) armadura(s)
P_u	Capacidade de carga, carga última
$P_{u,B}$	Capacidade de carga obtida através de Bonetti (2005)
$P_{u,n}$	Capacidade de carga obtida numericamente
$P_{u,RW}$	Capacidade de carga obtida através de Breen et al. (1991)
$P_{u,WW}$	Capacidade de carga obtida através de Wollmann e Roberts-Wollmann (2000)
$P_{x,c}$	Força de rotura dos cabos de pré-esforço (6-7)
S_f	Fator de rigidez de corte devido à abertura de fendas

Letras minúsculas gregas

α	Constante, 0,90 para betão, 0,80 para argamassa (Suzuki e Nakatsuka, 1982)
α	Parâmetro que depende do ponto onde ocorre a tensão máxima de tração (Bonetti, 2005)
β	Constante, 0,60 para betão, 0,55 para argamassa (Suzuki e Nakatsuka, 1982)
β	Fator para a direção do fluxo plástico (se $\beta < 0$, material compacta, se $\beta > 0$, material dilata) (ATENA 3D)
γ	Fator de correção, 1 para fenda paralela, valor máximo 1,5 (fenda a 45°)
ε	Extensão na armadura
ε_c	Extensão na armadura em f'_c máxima
ε_{cp}	Extensão plástica correspondente à compressão
ε_{cr}	Extensão para abertura da fenda quando f_t^{ef} é nula
ε^{eq}	Extensão uniaxial equivalente
ε_{lim}	Extensão de rotura das armaduras de aço

η	Fator de calibração, para corrigir prismas com ancoragem, que normalmente se situa entre 0,85 e 0,95
μ	Coeficiente de atrito
ν	Coeficiente de Poisson
ρ_l	Percentagem geométrica de armadura em volume
ρ_v	Percentagem geométrica de armadura em volume
σ_c^{ef}	Tensão efetiva do betão à compressão
σ_i	Tensão de rotura das armaduras de aço
σ_{xx}	Tensões normais no eixo x
σ_y	Tensão de cedência das armaduras de aço
σ_{zz}	Tensões normais no eixo z
τ	Tensão de aderência entre o aço das armaduras e o betão
τ_0	Tensão de aderência entre o aço das armaduras e o betão para um determinado slip
τ_f	Tensão de aderência final, entre o aço das armaduras e o betão
ϕ	Diâmetro transversal das armaduras de aço
ω	Percentagem mecânica de armadura



1 Introdução

1.1 Enquadramento Geral

O dimensionamento da zona local de ancoragem de pré-esforço tem duas abordagens de cálculo possíveis (Roberts-Wollmann e Breen, 2000). A primeira, dita básica, em que a chapa é larga e rígida o suficiente, e as tensões instaladas no betão são baixas, requerendo um cálculo simples e sem necessidade de validação experimental. Por outro lado, existem as ancoragens especiais, de utilização corrente que, pelo facto de se tratarem de elementos com geometria complexa e dimensões otimizadas, originam tensões elevadas no betão requerendo a utilização de armaduras de confinamento. Neste caso, a verificação da segurança da zona local de ancoragem requer validação experimental.

Embora existam na literatura internacional formulações para a determinação da capacidade de carga em zonas locais de ancoragem de pré-esforço, estas são baseadas em critérios de rotura, não tendo em conta a verificação da segurança em serviço que passa pelo controlo da abertura de fendas.

Assim, o dimensionamento e verificação de zonas locais de ancoragens especiais é efetuado recorrendo a ensaios laboratoriais chamados ensaios de transferência de carga (*ETAG 013: Guideline for European Technical Approval of post-tensioning kits for prestressing of structures*, 2002), que reflitam da melhor maneira o ambiente e condições a que a ancoragem real a colocar na estrutura estará sujeita. Esses ensaios experimentais, podem ser complementados com simulações numéricas dos provetes recorrendo à mecânica

computacional. As análises numéricas, podem ser um recurso muito útil na interpretação dos resultados e contribuirão para um melhor entendimento do comportamento estrutural das zonas de ancoragem de pré-esforço (Cervenka e Ganz, 2014).

1.2 Objetivos

Este trabalho tem como principal objetivo o estudo da interação entre os vários níveis de armaduras de confinamento em zonas locais de ancoragem de pré-esforço, com vista à otimização e redução destas armaduras. Embora existam exemplos na literatura sobre a redução da armadura de confinamento pela utilização de betão de elevado desempenho (Marchão, 2015), dado o seu elevado custo, optou-se neste caso pela consideração de betões correntes de utilização mais generalizada.

Desta forma, este estudo consiste na realização de um estudo paramétrico, através de simulação numérica, utilizando um programa de cálculo automático, ATENA 3D, que recorre ao método dos elementos finitos. Este programa permite fazer análises não lineares, e tem em conta diversos fenómenos físicos, como a fendilhação e esmagamento do betão. Os modelos utilizados são preconizados pela norma ETAG 013 (2002) para o ensaio de transferência de carga, para aferição do dimensionamento das zonas locais de ancoragem de pré-esforço.

O estudo paramétrico tem como objetivo fulcral, analisar a interação entre as duas armaduras de confinamento, hélice e estribo, tendo em consideração a influência de vários parâmetros que alteram o comportamento mecânico dos provetes, como a classe de resistência do betão, a dimensão da secção transversal e a percentagem de armadura.

A análise do estudo paramétrico incidirá sobre as cargas últimas, distribuição de extensões das armaduras de confinamento e distribuição elástica de tensões dos prismas simulados numericamente. Esses resultados serão comparados entre si e com outros autores (cargas últimas), de forma a perceber a sua influência na eficácia das armaduras de confinamento, hélice e estribo, quer individual quer coletiva.

1.3 Estrutura da Dissertação

A presente dissertação está organizada em 6 Capítulos:

- Capítulo 1: fornece um enquadramento geral do tema e os objetivos a que este trabalho se propôs;
- Capítulo 2: foi realizado um estado de arte em que se aborda a situação atual do tema, e como se chegou a essa situação. São apresentados trabalhos em que se estudou a contribuição do confinamento na resistência à compressão do betão e equações propostas para a capacidade de carga, com base em critérios de rotura. Também serão referidos dois trabalhos em que se utilizou simulação numérica em prismas semelhantes aos desta dissertação. Por fim apresenta-se um resumo da ETAG 013 (2002);
- Capítulo 3: introduz-se sinteticamente a abordagem que o programa de elementos finitos usado nesta dissertação, ATENA 3D, utiliza para a simulação numérica, como o comportamento dos materiais, nomeadamente aço e betão, e outras opções que se teve que assumir para a realização deste trabalho;
- Capítulo 4: descreve-se a geometria dos prismas simulados e as suas características mecânicas, assim como a justificação para a escolha dos mesmos;
- Capítulo 5: onde se apresentam e se analisam os resultados das simulações numéricas. Na primeira parte, serão apresentadas as curvas até à rotura de cada prisma e seguidamente a distribuição das extensões nas armaduras de confinamento, com uma análise detalhada sobre esta informação. Depois são comparadas as capacidades de carga numéricas com equações propostas por outros autores. No fim, para complementar toda análise, apresentam-se dez modelos com análises elásticas com as distribuições de tensões horizontais e verticais, para uma força aplicada de 1000 kN;
- Capítulo 6: apresentam-se as conclusões relativamente ao estudo paramétrico e propõem-se possíveis desenvolvimentos futuros.



2 Estado de Arte

2.1 Introdução

O aumento da resistência à compressão do betão, quando sujeito a compressões laterais, já era conhecido no início do século XX. Os primeiros ensaios foram efetuados com o objetivo de obter previsões da carga última.

Nas zonas locais de ancoragem de cabos de pré-esforço, a par com a evolução dos dispositivos de ancoragem especiais, surgiu a necessidade de recorrer a armaduras de confinamento com vista ao aumento da resistência à compressão do betão. Neste caso, a verificação de segurança é efetuada com base em ensaios de transferência de carga, pelo que tem havido um esforço para estabelecer equações para a previsão da carga última, bem como avaliar a influência dos diversos parâmetros envolvidos. É de salientar, no entanto, que a grande maioria dos trabalhos utiliza chapas de transmissão de carga e não ancoragens especiais.

Os últimos trabalhos efetuados mostram uma crescente preocupação com a verificação da segurança em serviço, nomeadamente a abertura de fendas.

2.2 Desenvolvimento Histórico

2.2.1 Richart, Brandtzaeg, e Brown (1928)

As bases da influência do confinamento na carga última de elementos de betão à compressão, tiveram origem nos ensaios realizados por Richart, Brandtzaeg e Brown (1928). Estes ensaios foram efetuados em provetes cilíndricos de betão simples, sujeitos a esforços biaxiais à compressão, através de um aparelho hidráulico de pressão.

Estes ensaios tinham como objetivo avaliar a influência de esforços laterais na capacidade de carga axial do betão, e a ação interna do material quando rompe sob esforços de compressão.

Os autores descobriram que muitos dos resultados numéricos dos testes estavam de acordo com a teoria do atrito interno do colapso por deslizamento entre superfícies. Também observaram que o aumento de pressão lateral aumenta a carga última à compressão, segundo a expressão (2.1).

$$f_b = f_c + 4,1f_{lat} \quad (2.1)$$

onde f_b é a resistência à compressão, f_c é a resistência à compressão sem confinamento e f_{lat} é a pressão lateral de confinamento.

2.2.2 Niyogi (1975)

Com o objetivo de estudar o efeito da percentagem de armadura, o diâmetro e a extensão da hélice Niyogi (1975) realizou 154 ensaios em provetes cúbicos com 200 mm de aresta, armados com armadura helicoidal ou malhas de aço.

O autor concluiu pelo resultado dos ensaios, que a armadura de confinamento aumenta significativamente a resistência do betão e a carga de fendilhação (primeira fenda), e ainda que um maior diâmetro da armadura helicoidal era mais eficiente para a mesma percentagem de armadura. Niyogi também concluiu que a resistência do betão simples comparada com a do betão armado com armadura helicoidal pode ser expresso em função da percentagem volumétrica de armadura de confinamento, e propôs a equação (2.2).

$$\frac{n_{rein}}{n_{plain}} = 1 + Kp_l \quad (2.2)$$

onde,

n_{rein} é a resistência à compressão do betão armado com armadura helicoidal, n_{plain} é a resistência à compressão do betão simples, K é um fator que depende do tamanho da hélice, podendo ser utilizado em termos práticos $K = 0,55$, e p_l é a percentagem de armadura em volume.

2.2.3 Wurm e Daschner (1977, 1983)

Com o objetivo de estudar a influência do quociente A/A' (onde A é a área da secção transversal máxima homotética com a área A' e A' é a área de carregamento), a influência da quantidade e tipo de armadura de confinamento, o efeito da bainha, a excentricidade da ancoragem e o envelhecimento do betão, Wurm e Daschner (1977, 1983) referidos por Breen et al. (1991) e Bonetti (2005) realizaram 130 ensaios sendo a maioria dos provetes armados com armadura helicoidal. Os provetes utilizados nos ensaios consistiam em blocos de betão com $300 \times 300 \times 600 \text{ mm}^3$ com um fator A/A' igual a 4.

Deste estudo obtiveram-se as seguintes conclusões (Marchão, 2015):

- As armaduras helicoidais são a forma mais eficiente de armadura;
- Se a armadura de confinamento for demasiado curta (em altura), o esmagamento do betão ocorre na base do confinamento;
- A bainha faz baixar a carga última;

Os autores também concluíram que a carga última aumenta com a percentagem de armadura até um determinado valor limite, a partir do qual o aumento da percentagem de armadura deixa de influenciar a carga de rotura.

2.2.4 Suzuki e Nakatsuka (1982)

Uma série de ensaios experimentais em argamassas e cilindros de betão foi conduzida por Suzuki e Nakatsuka (1982), com o objetivo de classificar o mecanismo de rotura de zonas de ancoragem com armaduras helicoidais e estudar a influência da área da chapa de apoio, do recobrimento e, principalmente, a quantidade de armadura.

Realizaram-se duas fases de ensaios. A primeira contou com 33 cilindros de argamassa. A segunda fase realizou-se com o propósito de examinar se as equações deduzidas para a capacidade de carga eram adequadas quando se utilizavam provetes de betão de maiores dimensões, diferentes passos da armadura helicoidal e várias espessuras de recobrimento.

Durante os ensaios foram identificados 3 modos de rotura. O primeiro (I(a)) foi caracterizado por fendas longitudinais, ocorrendo em provetes fracamente armados e não armados. No segundo modo (I(b)) a formação de fendas circulares em torno da vizinhança da armadura foi mais perceptível, seguindo-se o destacamento da argamassa de recobrimento do núcleo confinado pela armadura helicoidal, ou seja, neste caso existe uma deterioração da zona local interior à armadura helicoidal. Segundo Bonetti (2005), o segundo modo de rotura pode ser classificado como o ideal. O terceiro modo (II) caracteriza-se pela rotura do betão abaixo da zona da hélice, com a formação de um cone, destacando o betão à volta desse mesmo cone.

De acordo com os resultados dos ensaios os autores propuseram as equações (2.3), (2.4) e (2.5) para determinar a capacidade de carga dos provetes, dependendo se o modo de rotura fosse o I(a), I(b) e II respetivamente.

$$I(a) \ P_u = \alpha \left(\frac{A}{A'} \right)^\beta f_c A_{core} \quad (2.3)$$

$$I(b) \ P_u = m_q \alpha \left(\frac{A}{A'} \right)^\beta f_c A_{core} \quad (2.4)$$

$$II \ P_u = \alpha \left(\frac{A}{A_{core}} \right)^\beta \left(\frac{A_{core}}{A_1} \right) f_c A_{core} \quad (2.5)$$

onde,

A_{core} é a área de betão confinado, interior à armadura helicoidal;

α é uma constante que toma o valor 0,90 para betão e 0,80 para argamassa;

β é uma constante que toma o valor 0,60 para betão e 0,55 para argamassa.

O fator m_q depende do índice de armadura q_b e podem ser determinados utilizando as equações (2.6) e (2.7), respetivamente.

$$m_q = 2,4q_b^{0,4} + 1 \quad (2.6)$$

$$q_b = \frac{2A_s f_y}{sD f_c} \quad (2.7)$$

onde,

A_s é a área do varão de aço;

s é o afastamento da armadura helicoidal;

D é o diâmetro da armadura helicoidal;

f_y é a tensão de cedência do varão de aço.

2.2.5 Schlaich e Schafer (1989)

Em 1989, Schlaich e Schafer (1989), referidos por Bergmeister et al. (1993), propuseram a equação (2.8) para determinar a capacidade de carga de prismas confinados com armaduras helicoidais.

$$f_b = 1,1f_c \sqrt{\frac{A}{A'}} + 5,2 \frac{A_s f_y}{sD} \leq 3,3f_c \quad (2.8)$$

2.2.6 Breen et al. (1991)

Na universidade do Texas em Austin, no âmbito do NCHRP Report 356 (Breen et al., 1991), Roberts realizou um estudo detalhado do comportamento e dimensionamento da zona local de ancoragem de pré-esforço. As variáveis estudadas incluíam a distância da ancoragem ao bordo, características da armadura helicoidal, armaduras suplementares, tipos de dispositivos de ancoragem, resistência do betão, histórico de carga, e interação com a zona geral. Neste estudo, Roberts realizou 31 ensaios, para avaliar o comportamento, critérios de ensaio e procedimentos de dimensionamento para zonas locais de ancoragem de pré-esforço.

Após examinar o extenso trabalho de Niyogi (1975) e de Schlaich e Schafer (1989), Roberts concluiu que a expressão mais eficiente para calcular a carga última da zona

local de ancoragem seria a que incorporasse as parcelas do confinamento do betão (quociente A/A') e do confinamento conferido pelas armaduras (o efeito de f_{lat}), propondo a equação (2.9).

$$P_u = 0,8f_c \sqrt{\frac{A}{A'}} A_b + 4,1f_{lat} \left(1 - \frac{s}{D}\right)^2 A_{core} \quad (2.9)$$

onde,

A é a área máxima homotética à área de aplicação da força;

A' é a área da chapa suficientemente rígida ou, para chapas de menor rigidez, a área geométrica da chapa com as dimensões acrescidas com a espessura da mesma;

A_b é a área efetiva da chapa, calculada como a área A' subtraindo as áreas das aberturas da chapa de apoio;

f_{lat} é a pressão lateral exercida pelo confinamento produzido pelas armaduras correspondentes (Figura 2.1);

s é o passo da armadura helicoidal ou espaçamento dos estribos utilizados como armadura de confinamento;

D é o diâmetro da armadura helicoidal ou a dimensão lateral dos estribos.

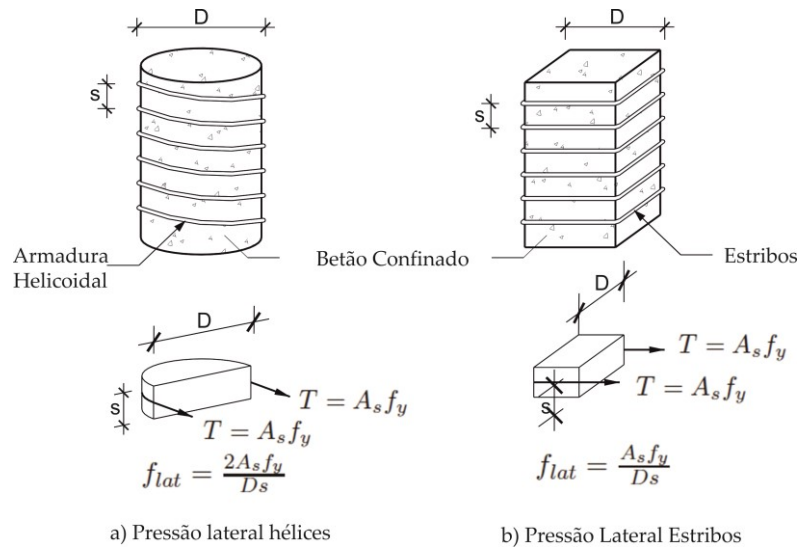


Figura 2.1 - Pressão lateral, armadura de confinamento (adaptado de Breen et al. (1991)).

O fator $\left(1 - \frac{s}{D}\right)^2$ presente na equação (2.9) tem em conta o confinamento efetivo provocado pela armadura com base no afastamento e diâmetro exterior. Devido ao efeito de arco entre as voltas da armadura helicoidal, mostrado na Figura 2.2, a área real de betão confinado é menor do que a área da secção transversal interior à fronteira da armadura helicoidal.

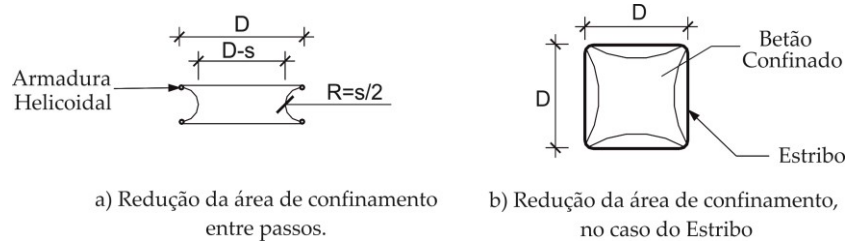


Figura 2.2 - Área efetiva de confinamento (adaptado de Breen et al (1991)).

Na expressão da pressão lateral (f_{lat}) para estribos, apresentada na Figura 2.1, é implícito o fator de 0,5 que tem em conta o facto de o confinamento com estribos ser mais eficiente quanto mais próximo dos cantos, como se ilustra na Figura 2.2b).

De acordo com Breen et al. (1991), a equação (2.9) apenas é útil para uma avaliação preliminar da capacidade da ancoragem e dimensionamento da armadura de confinamento. A fórmula não foi apresentada nas normas porque não satisfaz os estados limites de utilização.

2.2.7 Wollmann e Roberts-Wollmann (2000)

O *Post-Tensioning Institute* (Wollmann e Roberts-Wollmann, 2000), publicou uma equação semelhante à (2.9) para extrapolação dos resultados de ensaios de aceitação de dispositivos de ancoragem especiais mas com algumas modificações, como se apresenta nas equações (2.10), (2.11) e (2.12).

$$P_u = \eta(P_c + P_s) \leq 3f_c A_b \quad (2.10)$$

$$P_c = 0,8f_c \sqrt{\frac{A}{A'}} A_b \leq 2f_c A_b \quad (2.11)$$

$$P_s = 4,1f_{lat} A_{core} \quad (2.12)$$

onde,

η é o fator de calibração que normalmente se situa no intervalo entre 0,85 e 0,95. A definição dos termos utilizados é ilustrada na Figura 2.3.

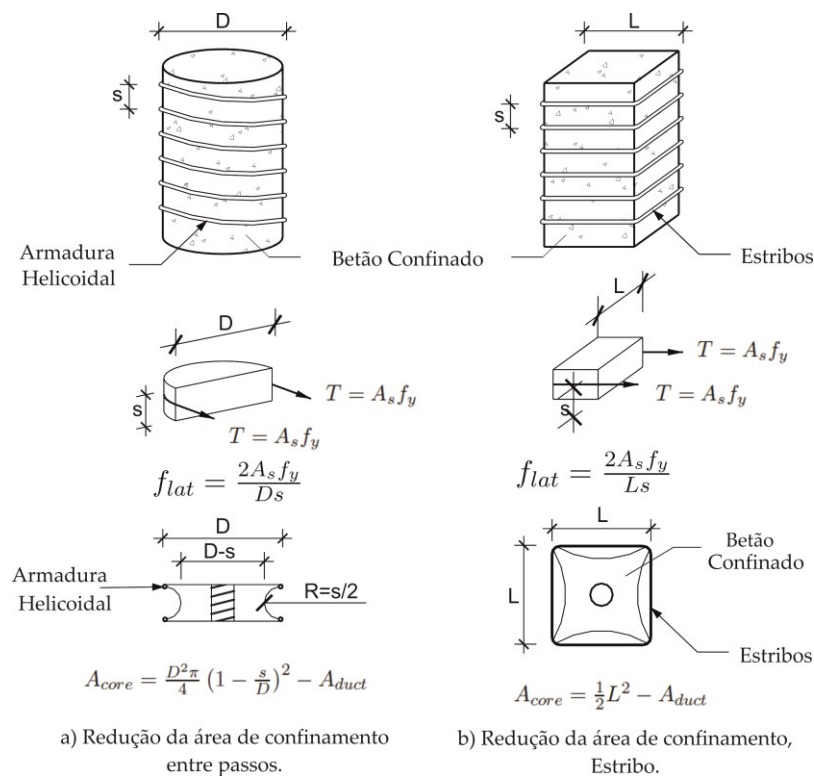


Figura 2.3 - Armadura de confinamento, zona local de ancoragem de pré-esforço, adaptado de Wollmann e Roberts-Wollmann (2000).

2.2.8 Ahmed, Burley e Rigden (1998)

Ahmed, Burley e Rigden (1998) realizaram uma campanha experimental onde ensaiaram 39 provetes de betão simples e armados, com o objetivo de estudar a capacidade de carga deste tipo de provetes considerando diversas configurações de carga. O programa de testes foi dividido em duas séries. Na primeira série foram ensaiados 35 provetes de betão armado e simples com dimensões $200 \times 200 \times 300 \text{ mm}^3$ para determinar o aumento da capacidade de carga devido a diferentes classes de armadura de confinamento, cobrindo toda a profundidade do bloco. Foram utilizados cinco tipos diferentes de armaduras constituídas por malhas tridimensionais e bidimensionais, como demonstrado na Figura 2.4.

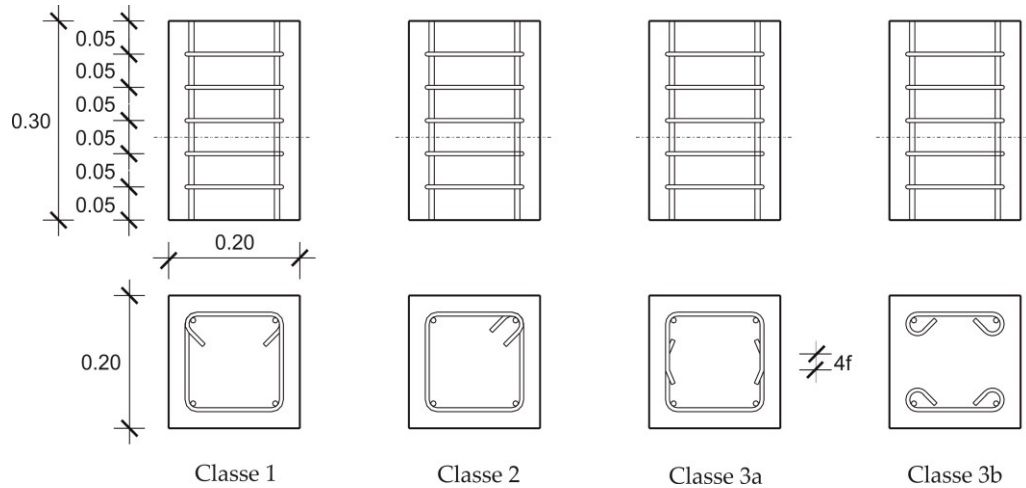


Figura 2.4 - Tipos de armadura utilizados por Ahmed et al. (1998).

Foram produzidos sete tipos de provetes inseridos nas classes de armadura representadas na Figura 2.4, assim como de betão simples. Os provetes foram ensaiados sob uma das seguintes variações geométricas: carga de área quadrada concêntrica, excêntrica e biaxial, e retangular contínua em área, concêntrica e excêntrica. Durante os ensaios, os autores observaram que as armaduras de classe 1, 2 e 3a aumentaram a resistência dos provetes em relação à fendilhação inicial, enquanto os de armaduras classe 3b se mostraram menos eficientes.

Na segunda série foram ensaiados quatro provetes com dimensões $400 \times 400 \times 600 \text{ mm}^3$.

Dos resultados dos ensaios, os autores concluíram que a rotura de todos os provetes foi causada por esforços de tração e que a variação da capacidade de carga estava mais relacionada com a resistência à tração do betão do que com a resistência em cubos à compressão, recomendando o uso de uma quantidade nominal de armadura de confinamento, mesmo quando esta não é requerida no cálculo. Pelos ensaios limitados de provetes maiores, em conjunto com os resultados de Niyogi, a investigação apontou um fator de $\frac{1}{S^4}$, onde S é um fator de escala a aplicar à equação.

Assim Ahmed et al. (1998) propuseram a equação (2.13) para determinar a capacidade de carga dos prismas ensaiados.

$$f_b = f_{c,cube} \left[3 \left(\frac{A_{s,lat}}{A_c} \right) \left(\frac{A}{A'} \right) + C_1 \right] \quad (2.13)$$

onde,

$f'_{c,cube}$ é a resistência à compressão do betão em cubos, sem confinamento;

$A_{s,lat}$ é a área de armadura de confinamento;

A_c é a área de betão;

C_1 é um coeficiente que depende da geometria do carregamento e da percentagem de aço utilizado.

2.2.9 Bonetti (2005)

Em 2005 Bonetti (2005) estudou o efeito da taxa mecânica de armadura de confinamento na capacidade de carga, tendo realizado uma campanha de ensaios. Foram ensaiados quarenta e dois modelos prismáticos com secção transversal de 203x203 mm² e 406 mm de altura. A armadura de confinamento utilizada foi composta por estribos, hélices e uma combinação dos dois. A percentagem de armadura volumétrica ρ_v variou entre 0% até aproximadamente 10%. Utilizaram-se betões com resistências à compressão entre 18,6 e 42,9MPa. Os provetes foram carregados através de chapas de aço, com quocientes A/A' de 3 e 4.

Dos seus resultados, Bonetti concluiu que a capacidade de carga aumenta com o aumento da taxa mecânica de armadura. Contudo os resultados sugerem que para valores de $\omega > 0.50$, não se verifica qualquer acréscimo da capacidade de carga com o aumento da taxa mecânica de armadura.

Utilizando o critério de rotura de Mohr (Figura 2.5), Bonetti propôs a equação (2.14) para determinar a capacidade de carga dos provetes de betão armado carregados concentricamente.

$$P_u = \frac{1,25A f_c}{m_r \beta + \alpha} \quad (2.14)$$

onde,

m_r é o quociente $\frac{f_c}{(f_{ct,sp} + f_{lat})'}$;

$f_{ct,sp}$ é a resistência à tração obtida através de ensaios de compressão diametral em provetes cilíndricos;

β é definido nas equações (2.15) e (2.16).

$$\beta = \frac{0,114}{\left(\frac{a'}{a}\right)^{1,03}}, \text{ com } \frac{a'}{a} < 0,5 \quad (2.15)$$

$$\beta = 0,466 - 0,469 \left(\frac{a'}{a}\right), \text{ com } \frac{a'}{a} \geq 0,5 \quad (2.16)$$

α é um parâmetro que depende do ponto onde ocorre a tensão máxima de tração e pode ser definido nas equações (2.17) e (2.18).

$$\alpha = 1,0, \text{ com } z \geq \frac{a-a'}{2} \quad (2.17)$$

$$\alpha = \frac{A}{A_z}, \text{ com } z < \frac{a-a'}{2} \quad (2.18)$$

onde,

$A_z = (a' + 2z)^2$, para prismas quadrangulares carregados com chapas quadradas;

$A_z = (\pi/4)(a' + 2z)^2$, para blocos cilíndricos carregados com chapas circulares.

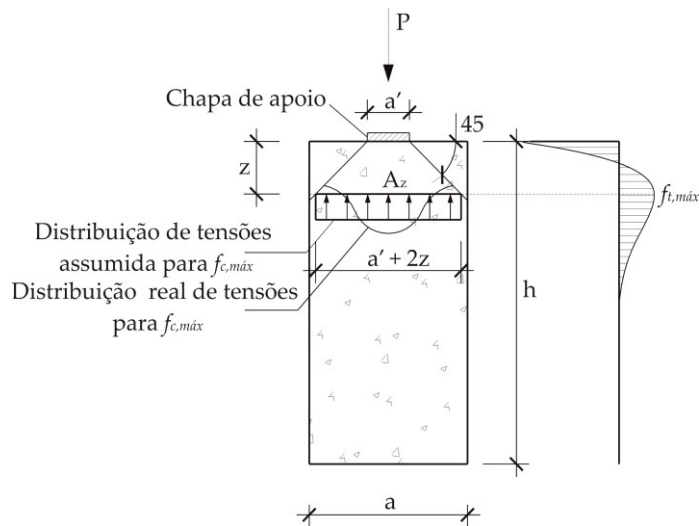


Figura 2.5 – Descrição das variáveis utilizadas por Bonetti (adaptado de Bonetti (2005)).

2.2.10 Bonetti, Roberts-Wollmann e Santos (2014)

Em 2014, Bonetti, Roberts-Wollmann e Santos (2014) apresentaram um trabalho onde estudaram com maior detalhe a campanha experimental relativamente aos provetes armados (Bonetti, 2005) e acrescentaram algumas conclusões. Foram mencionadas as extensões medidas nas armaduras de confinamento para averiguar se de facto ocorria a cedência nas mesmas, e também as extensões à superfície do betão com o objetivo de registar a primeira fenda e a carga correspondente.

Deste estudo os autores chegaram às seguintes conclusões:

- A primeira fenda é independente da quantidade de armadura e é unicamente função do quociente A/A' e da resistência do betão à tração e à compressão, podendo ser estimada pela expressão (2.19).

$$P_{crack} = \frac{0,90Af_c}{m\beta + \alpha} \quad (2.19)$$

onde,

m é o quociente $\frac{f_c}{f_{ct,sp}}$

- As extensões medidas nos quarenta e dois prismas estudados, demonstram que 80% das armaduras atingiram a cedência independentemente da percentagem de armadura, tendo as extensões recolhidas a 0,375h de distância da face carregada, atingido valores elevados para valores de carga baixos.
- A capacidade de carga aumenta linearmente com o aumento da percentagem de armadura. Para provetes armados com estribos e com percentagens volumétricas de armadura entre 1,9 e 7,6%, a determinação da capacidade de carga pode ser efetivada através da equação (2.20).

$$P_u = (2f_c + 3,5f_{lateff})A' \quad (2.20)$$

onde,

f_{lateff} é a pressão de confinamento efetiva dada pela equação (2.21), com $K = \left(1 - \frac{s}{L}\right)$.

$$f_{lateff} = K \left(\frac{2A_s f_y}{sL} \right) \quad (2.21)$$

Para provetes com armadura helicoidal ou com uma combinação de armadura helicoidal e estribos, e com percentagens volumétricas de armadura entre 1,9 e 10,4%, a capacidade de carga pode ser obtida através da equação (2.22).

$$P_u = (2f_c + 4,5f_{lateff})A' \quad (2.22)$$

onde,

$f_{lateff} = K \left(\frac{2A_s f_y}{sD} \right)$ é a pressão de confinamento efetiva, com $K = 1$ para a hélice, s representa o passo da hélice e D o diâmetro.

2.2.11 Cervenka e Ganz (2014)

Em 2014 Cervenka e Ganz (2014), realizaram ensaios experimentais e simulação numérica (análise não-linear pelo método de elementos finitos), de prismas de betão confinado com armaduras helicoidais e estribos, utilizando a ancoragem da VSL do tipo GC para 22 e 37 cordões, para betões com resistências à compressão de 30 e 50 MPa. Uma parte do estudo consistiu em analisar 2 parâmetros isolados, que podiam ser modificados devido a frequentes necessidades que podem ocorrer em projetos reais. O primeiro foi a comparação de um prisma retangular com um quadrangular (Figura 2.6), respeitando uma dimensão menor do retângulo, o mínimo de 85% do espaçamento mínimo entre ancoragens especificado na norma ETAG 13 (2002).

O segundo parâmetro consistiu na dimensão da secção transversal, sendo ensaiados e simulados 4 provetes (Figura 2.7), 3 dos quais com dimensões superiores à distância mínima entre ancoragens (proвете com aresta 535mm) ou distância ao bordo especificada, e os outros 3 com dimensões de 670mm, 800mm e 1070mm.

Deste, estudo os autores concluíram que as regras de dimensionamento da norma ETAG 013 (2002) são estritamente limitadas a secções quadradas e com dimensões mínimas, não sendo totalmente correta a sua aplicação quando os parâmetros são diferentes, como é o caso de secções retangulares ou com dimensões superiores às mínimas. A investigação também revelou que a maior contribuição de resistência para a carga última foi a da armadura helicoidal.

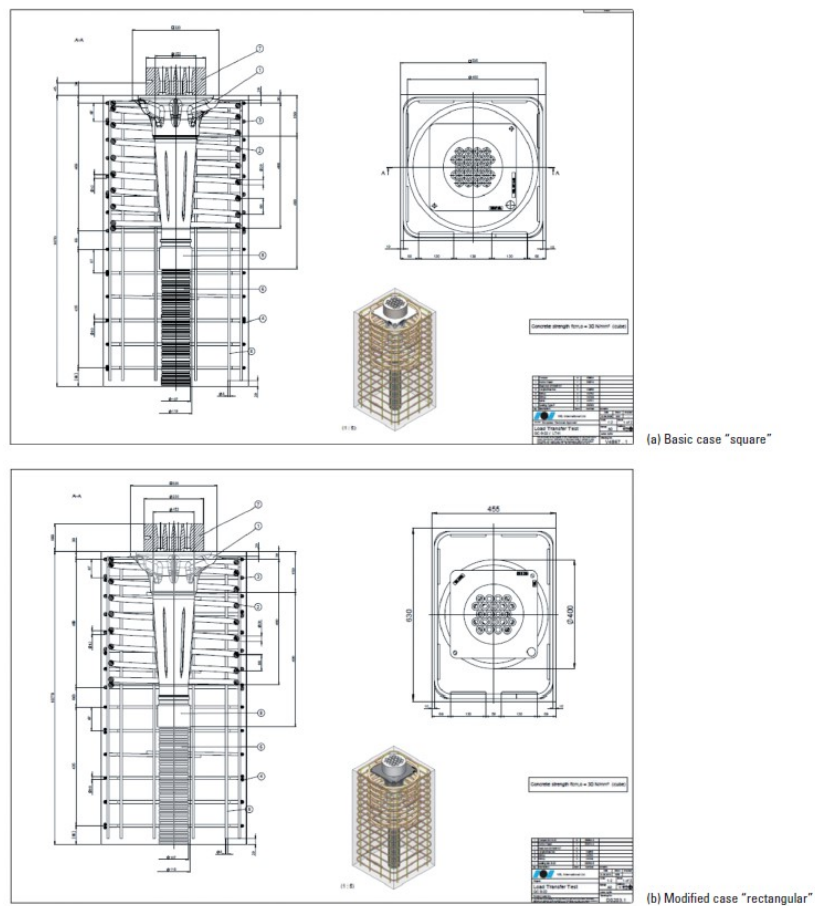


Figura 2.6 - Secção quadrada *versus* secção retangular (Cervenka e Ganz, 2014).

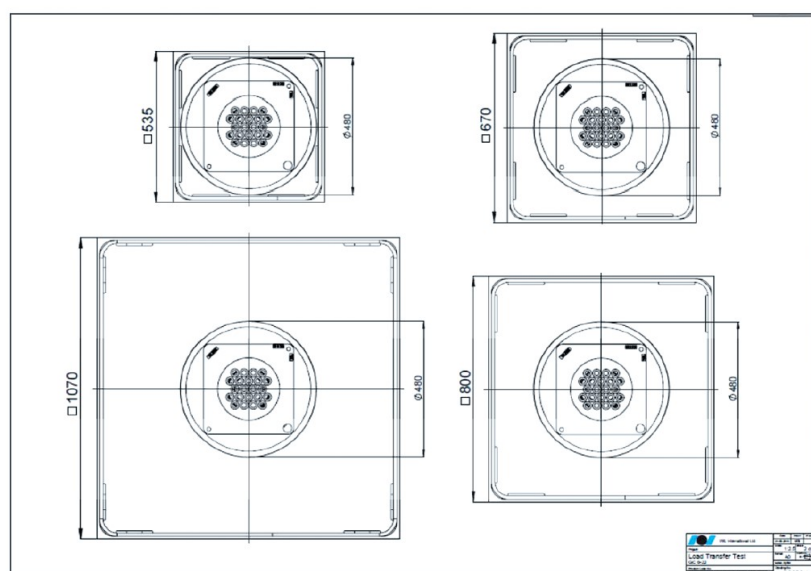


Figura 2.7 - Provetes com dimensões iguais ou superiores à dimensão mínima (Cervenka e Ganz, 2014).

Os autores ainda acrescentaram que o modelo de dimensionamento de Wollmann e Roberts-Wollmann (2000) não deverá ser aplicado em casos que ainda não tenham sido confirmados experimentalmente, pois esse modelo subestima a resistência real nos casos em que a secção transversal é retangular, mas sobrestima no caso de secções quadradas com dimensões superiores às mínimas.

2.2.12 Marchão (2015)

Em 2011 Marchão (2015), no âmbito da sua tese de doutoramento estudou a zona local de ancoragem, com betão normal e com fibras, realizando ensaios de transferência de carga (*load transfer test*, na nomenclatura inglesa) de modelos prismáticos e posterior simulação numérica dos mesmos. A simulação numérica foi feita recorrendo a uma análise não linear pelo método dos elementos finitos, tendo como um dos objetivos aferir parâmetros, para definir os materiais em futuras aplicações de outros modelos numéricos de prismas da mesma natureza.

Desta investigação concluiu-se que as cargas últimas obtidas através das análises não lineares são próximas das obtidas pelos ensaios experimentais, para betão normal. A proximidade de valores foi tanto melhor quanto maior a resistência do betão.

Também se observou que quando se utilizam simultaneamente os dois tipos de armadura de confinamento, estribo e hélice, esta última é mais eficiente que a primeira para o confinamento dos provetes. Nestes casos, o cálculo das cargas últimas considerando os dois tipos de armadura pode ser contra a segurança, pois conduzem a valores superiores de carga última em relação aos que se obtêm nos ensaios. Considerando apenas a armadura helicoidal para o cálculo da carga última, os valores dão mais próximos dos ensaios.

Relativamente às extensões das armaduras de confinamento, observou-se que ao longo da altura confinada as extensões vão variando, e que só para alguns níveis é que as armaduras atingem a cedência. Este facto permitiu concluir que o confinamento não é uniforme ao longo da sua altura e, muitas vezes, é menor do que o contabilizado pelas expressões propostas para a carga última. Também o facto de se utilizar dispositivos de ancoragem em vez de simples chapas de apoio nos provetes, influencia os resultados obtendo-se valores diferentes.

2.2.13 Conclusão

De acordo com os trabalhos de Cervenka e Ganz (2014) e Marchão (2015), a armadura helicoidal é o elemento fundamental na capacidade de carga dos provetes. Esta armadura é eficiente pois atinge efetivamente a sua tensão de cedência na generalidade dos casos, sendo que o estribo tem pouca contribuição, dando fortes indícios de que em muitas situações este não atinge a cedência. Isto poderá indicar que nos casos em que a armadura de confinamento é constituída por dois níveis de armadura, a armadura interior (armadura helicoidal) é a mais eficiente, sendo por vezes a única a atingir a tensão de cedência.

A utilização de programas de simulação numérica, baseados numa análise não linear por elementos finitos, constitui uma ferramenta essencial e bastante prática, pois além da importante economia de meios, permite uma análise mais rápida e pormenorizada, sendo possível visualizar alguns aspetos que os ensaios experimentais não permitem.

A simulação numérica de zonas de betão confinado, em particular de zonas locais de ancoragens de pré-esforço, pretende ser um auxiliar relevante na análise dos resultados experimentais. A análise paramétrica permite, com vista ao estudo de modelos com outras variáveis como a variação da percentagem de armadura, a resistência do betão e a dimensão da secção transversal, tentar obter um confinamento eficiente com ambas as armaduras em simultâneo.

2.2.14 Norma, ETAG 013 (2002)

As normas Europeias e Americanas, requerem que a resistência da zona local de ancoragens de pré-esforço, seja verificada através dos chamados ensaios de transferência de carga. Os procedimentos a adotar para estes ensaios têm vindo a convergir internacionalmente.

As equações existentes para a verificação da segurança da zona local de ancoragens de pré-esforço são apenas referentes a cargas últimas. Como também se pretende controlar o comportamento em serviço (nomeadamente a abertura de fendas), esta verificação é feita com base em ensaios experimentais. Estes ensaios são especificados pela norma europeia ETAG 013 (*ETAG 013: Guideline for European Technical Approval of post-tensioning kits for prestressing of structures*, 2002).

A ETAG 013 (2002) especifica que os ensaios sejam realizados com a ancoragem real, num provete de betão com a largura igual ao espaçamento mínimo admissível da ancoragem (ou o dobro da distância mínima ao bordo) e seja ensaiado com uma resistência de betão igual à mínima admissível à data da aplicação do pré-esforço.

A altura dos provetes a ensaiar deve ser pelo menos o dobro da sua largura. O provete deve conter a ancoragem, bainha de pré-esforço e a armadura de confinamento especificada na aprovação técnica do sistema de pré-esforço, para o tipo de ancoragem utilizada. É permitida a utilização de armadura adicional composta por uma quantidade nominal de estribos menor ou igual a 50 kg/m^3 e quantidade nominal longitudinal de armadura máxima de 0,3% da secção de betão.

O comportamento do provete em relação à abertura de fendas, é verificado para 12% e 80% da carga nominal última do cabo de pré-esforço correspondente. O efeito das cargas permanentes a longo prazo nos cabos é simulado com a aceleração do envelhecimento, com pelo menos 10 ciclos de carga entre 12 e 80% da carga nominal última.

Numa última fase, os provetes deverão resistir a uma carga última mínima de 110% da capacidade nominal última, ajustada para cima ou para baixo, em proporção do quociente entre a resistência do betão à data do ensaio com a resistência mínima especificada para o betão à data da aplicação do pré-esforço.

São realizadas várias séries de ensaios com 3 tipos de tamanhos de uma ancoragem: pequeno, médio e grande. O grande é testado duas vezes e os restantes uma vez.

Enquanto a validação básica da zona local de ancoragem de pré-esforço é feita testando tamanhos específicos, como descrito anteriormente, outros tamanhos intermédios de ancoragens podem ser validados por interpolação, baseados em modelos de dimensionamento devidamente calibrados com os resultados dos ensaios. Na ETAG 013 (2002), o modelo de dimensionamento da zona local de ancoragem proposto por Wollmann e Roberts-Wollmann (2000) é o modelo a considerar.

Na Europa todos os tipos de ancoragem de cabos de pré-esforço necessitam de ser validados pelos ensaios da norma europeia ETAG 013 (2002).

3 Fundamentos da Análise Não Linear

3.1 Introdução

A ferramenta utilizada para a simulação do comportamento mecânico dos modelos em análise neste trabalho foi o *software* ATENA 3D (*Advanced Tool for Engineering Nonlinear Analysis*). Este programa permite realizar análises simples, como é o caso de análises elásticas, assim como análises não lineares a três dimensões, sendo esta última a razão do desenvolvimento do programa em questão.

O *software* consegue simular as variadas propriedades não lineares do betão, como a abertura de fendas e o efeito do confinamento sobre estados de tensão multiaxiais, baseando-se no método dos elementos finitos. Os elementos tridimensionais são materializados por um ou mais macroelementos, formados pela geometria que se quer dar à peça. As armaduras são simuladas como barras embebidas no betão. Os modelos apresentados de seguida referem como o programa tem em conta a aderência entre o material aço e betão (Cervenka e Ganz, 2014) e as relações constitutivas dos materiais (Papanikolaou e Jan, 2008). As validações destas premissas são apresentadas em Cervenka, Cervenka e Sistek (2011). Em termos de método de convergência, o programa apresenta várias opções tendo sido utilizado o método de Newton-Raphson.

3.2 Elementos Finitos Sólidos

A modelação de elementos finitos sólidos no *software* ATENA 3D pode ser efetuada utilizando três tipos de elementos: tetraedros (*tetra*), com quatro faces; pentaedros

(*wedge*), com cinco faces e hexaedros (*brick*), com seis faces (Cervenka, Jendele, e Cervenka, 2016).

A cabeça de ancoragem, a chapa de apoio e o betão, foram modelados com macro-elementos de volume, com a geometria dos elementos. Nos modelos desenvolvidos no âmbito deste trabalho foram utilizados elementos com quatro faces (tetraedros) e com seis faces (hexaedros). Na metade superior dos prismas (correspondente à zona de ruptura e confinada) adotaram-se elementos com cerca de 1 cm de aresta, e na metade inferior elementos com cerca de 3 cm de aresta. Na interface entre materiais e macroelementos, por defeito geram-se incompatibilidade de malhas, forçando-se a compatibilidade pelo método *Master-Slave*. Este método também é utilizado na interface entre os elementos sólidos (betão) e os elementos de barra (armaduras)(Cervenka et al., 2016).

O número de nós, ou o número de pontos a integrar, depende da função interpoladora escolhida para a resolução dos problemas numéricos, podendo esta função ser quadrática ou linear. A geometria do elemento dá-nos o número de nós possíveis, como se pode observar na Figura 3.1. Os elementos com funções quadráticas são mais precisos, mas consomem mais recursos, tempo e esforço computacional. No caso em estudo utilizaram-se funções lineares, ou seja, elementos hexaedros com oito nós e tetraedros com quatro nós.

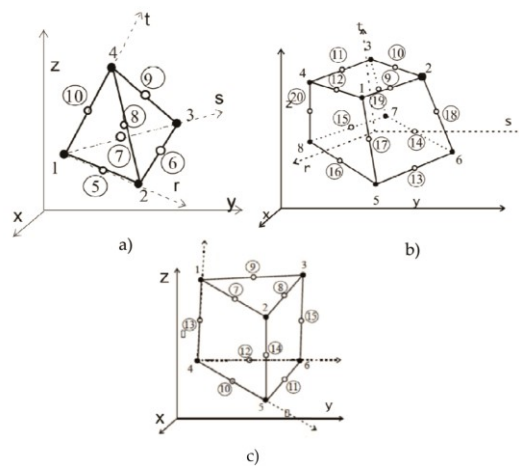


Figura 3.1 - Geometria dos elementos finitos disponíveis no ATENA 3D: a) Tetraedro; b) Hexaedro; c) Pentaedro (adaptado de Cervenka et al., (2016)).

3.3 Modelos Constitutivos e Propriedades Mecânicas dos Materiais

3.3.1 Betão

3.3.1.1 Relações Tensão-Deformação

A introdução de uma deformação equivalente uniaxial, faz com que a relação tensão-deformação do betão seja reduzida de um estado biaxial de tensões para um uniaxial. Segundo Cervenka et al. (2016) esta transformação é possível porque as tensões predominantes são, no estado biaxial, as tensões principais.

A Figura 3.2 ilustra o diagrama tensão-deformação equivalente ao estado uniaxial para o betão. As compressões têm sinal negativo e as trações sinal positivo. Estão também representados os quatro níveis de danos do material: os níveis 1 e 3 onde o betão não se encontra fendilhado, e 2 e 4 onde o betão já se encontra fendilhado. Para os níveis 2 e 4, quando ocorre uma descarga, esta assume-se como linear até à origem do referencial, como se exemplifica na Figura 3.2 a partir do ponto U. No diagrama, o troço com declive positivo em compressão foi obtido com base numa expressão semelhante à recomendada no *Model Code 90 (CEB-FIP Model Code 1990, 1993)*, sendo válida tanto para betões de elevado desempenho como para betões normais. Os valores de f_c^{ef} e f_{ct}^{ef} , correspondem às tensões efetivas de resistência à compressão e à tração, respetivamente. O valor E_c representa o módulo de elasticidade secante do material e os valores presentes nas abcissas correspondem às extensões de rotura (ε_c e ε_t) e última do betão (ε_d e ε_o). Estes valores foram obtidos segundo o critério de rotura biaxial que se apresenta em seguida.

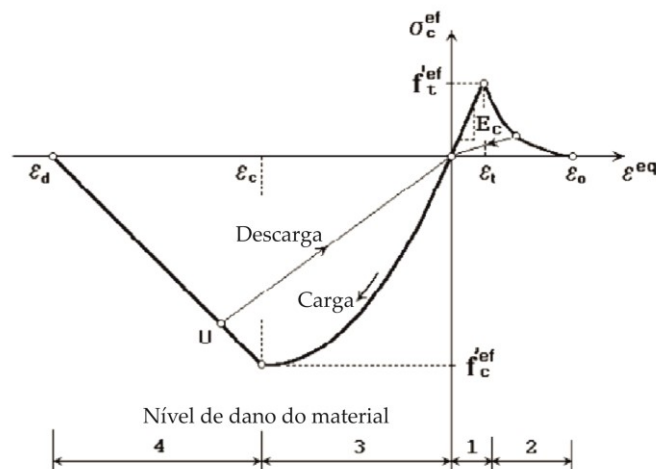


Figura 3.2 - Diagrama tensão-deformação uniaxial do betão (adaptado de Cervenka et al. (2016)).

3.3.1.2 Rotura Biaxial

Na Figura 3.3 apresenta-se o diagrama de rotura biaxial do betão. Os valores de σ_1 e σ_2 correspondem às tensões principais do betão e f'_c é a resistência à compressão para provetes cilíndricos (Cervenka et al., 2016).

Se recorrermos a este princípio, podemos observar que o betão quando sujeito a compressões biaxiais tem maior capacidade resistente do que numa abordagem uniaxial, sendo a tensão efetiva de resistência à compressão, $f'_c{}^{ef}$, a descrita na equação (3.1).

Por outro lado, quando o betão está sujeito a uma combinação compressão-tração, a capacidade resistente à compressão sofre uma redução definida pela equação (3.2). Neste caso, a tensão de resistência à compressão é limitada pelo valor da resistência à compressão em provetes cilíndricos. Igualmente neste caso, a resistência à tração do betão é definida segundo a equação (3.3).

No estado de tensão tração-tração, que podemos observar na Figura 3.3, a tensão é constante e toma o valor da resistência à tração do betão f'_t .

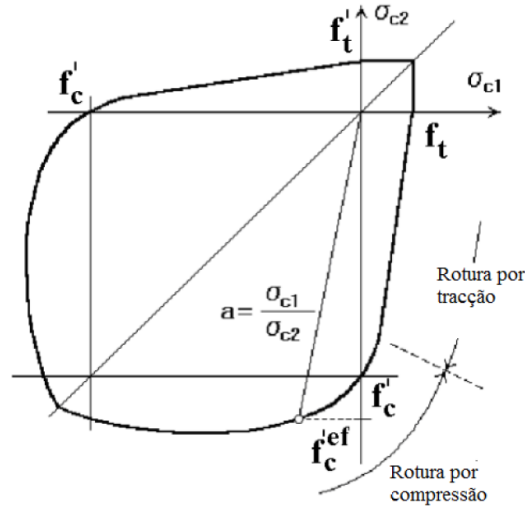


Figura 3.3 - Diagrama de rotura biaxial do betão (adaptado de Cervenka et al. (2016)).

$$f'_c{}^{ef} = \frac{1+3,65a}{(1+a)^2} f'_c \quad , a = \frac{\sigma_1}{\sigma_2} \quad (3.1)$$

$$f'_c{}^{ef} = f'_c r_{ec} \quad , r_{ec} = \left(1 + 5,3278 \frac{\sigma_1}{\sigma_2}\right) \quad (3.2)$$

$$f_t'^{ef} = f_t' r_{ec} \quad , r_{ec} = \left(1 - 0,95 \frac{\sigma_2}{f_c'}\right) \quad (3.3)$$

onde,

f_c' é a resistência do betão à compressão em provetes cilíndricos;

f_t' é a resistência do betão à tração;

r_{ec} é o fator de redução da resistência à compressão ou à tração, quando se está num estado biaxial compressão-tração (tração numa direção principal e compressão na outra), tomando valores entre 0,9 e 1. Na equação (3.3), o valor de r_{ec} refere-se ao caso em que existe tração na direção 1 e compressões na direção 2 (na situação contrária, compressões na direção 1 e trações na direção 2, apareceria σ_1 em vez de σ_2).

3.3.1.3 Compressão

O comportamento do betão, quando solicitado à compressão, segue os princípios do *Model Code 90* (1993), com algumas alterações de modo a poder adaptar-se à rotura biaxial. A tensão de resistência média à compressão f_{cm} , é substituída pela tensão efetiva da resistência à compressão $f_c'^{ef}$. Podemos observar na Figura 3.4 o diagrama tensão-deformação, com o comportamento do betão à compressão, assumido pelo ATENA 3D.

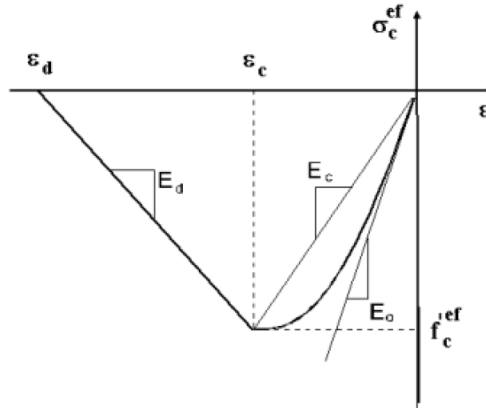


Figura 3.4 - Diagrama tensão-deformação, compressão (Cervenka et al., 2016).

A equação (3.4) define o troço ascendente do diagrama representado na Figura 3.4.

$$\sigma_c^{ef} = f_c'^{ef} \frac{kx - x^2}{1 + (k-2)x} \quad (3.4)$$

onde:

σ_c^{ef} é a tensão efetiva do betão à compressão;

$f_c'^{ef}$ é a tensão efetiva da resistência do betão à compressão;

$\chi = \frac{\varepsilon}{\varepsilon_c}$ são as extensões normalizadas, sendo ε_c a extensão na $f_c'^{ef}$ máxima;

$k = \frac{E_0}{E_c}$ é um parâmetro de forma, sendo E_0 o módulo de elasticidade inicial e E_c o módulo de elasticidade secante.

No troço ascendente, o betão ainda não fendilhou, considerando-se que os danos são distribuídos devido à abordagem tomada para o material. Após atingir-se o pico da tensão efetiva da resistência à compressão, os danos no betão passam a considerar-se localizados, surgindo sob a forma de superfícies de esmagamento (Cervenka et al., 2016).

Como se pode observar na Figura 3.4., o betão, após atingir a tensão $f_c'^{ef}$, assume um comportamento linear (troço linear descendente). Aqui dá-se o chamado amolecimento do betão, conhecido também como *tension-softening*, em que ao atingir-se a deformação limite por compressão do betão ε_d , a resistência do betão é nula. O troço descendente foi definido com base num diagrama de amolecimento linear apresentado na equação (3.5).

$$\varepsilon_d = \varepsilon_c + \frac{w_d}{L'_d} \quad (3.5)$$

onde,

ε_c é a extensão correspondente à tensão efetiva de compressão;

w_d é a máxima abertura das fendas à compressão (que por defeito, assume o valor de 0,5 mm);

$L'_d = L_d \gamma$ é o comprimento de banda corrigido, quando a fenda se propaga numa direção diferente da paralela ao elemento;

L_d é a dimensão do elemento finito quando a fenda se propaga na direção paralela a este;

γ é o fator de correção, tomando o valor 1 quando a fenda se propaga paralela ao elemento finito, e toma o valor máximo de 1,5 quando a fenda faz 45° com o elemento finito.

Estes pressupostos também são válidos quando se instalam trações no betão, representando-se como L'_d ou L_d , dependendo da orientação da fenda.

3.3.1.4 Tração

O betão quando solicitado à tração, tem dois comportamentos distintos dependendo de estar fendilhado ou não (Cervenka et al., 2016).

Antes de se atingir a tensão efetiva resistente à tração do betão $f_t'^{ef}$, o comportamento do betão à tração é assumido como elástico-linear, considerando-se um módulo de elasticidade idêntico ao considerado em compressão. Nesta fase, o betão apresenta um comportamento isotrópico em que, seguindo a lei de Hooke, a relação tensão-deformação se define através da equação (3.6).

$$\sigma_c^{ef} = E_c \varepsilon^{eq} \quad , 0 \leq \sigma_c \leq f_t'^{ef} \quad (3.6)$$

onde,

σ_c^{ef} é a tensão efetiva;

E_c é o módulo de elasticidade do betão;

ε^{eq} é a extensão uniaxial equivalente.

Após ocorrer a fendilhação, o comportamento do betão à tração depende da formulação definida para a abertura de fendas, tendo-se utilizado a lei de fendas exponencial, desenvolvida por Hordijk (Cervenka et al., 2016), que se apresenta na Figura 3.5. Esta análise depende da tensão efetiva da resistência à tração do betão e da energia de fratura. Esta lei traduz o efeito do amolecimento do betão à tração, que consiste na perda de resistência, com o aumento da abertura da fenda.

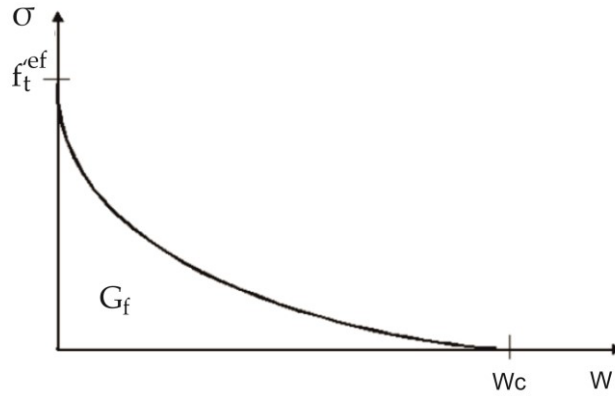


Figura 3.5 - Lei de abertura de fendas exponencial, desenvolvida por Hodijk (adaptado de Cervenka et al. (2016)).

A lei de abertura de fendas utilizada pode definir-se utilizando a equação (3.7).

$$\frac{\sigma}{f_t^{ef}} = \left\{ 1 + \left(c_1 \frac{w}{w_c} \right)^3 \right\} \exp \left(-c_2 \frac{w}{w_c} \right) - \frac{w}{w_c} (1 + c_1^3) \exp(-c_2) \quad (3.7)$$

onde,

σ é a tensão normal;

c_1 e c_2 são constantes que tomam os valores 3 e 6,93, respetivamente;

w é a abertura da fenda;

$w_c = 5,14 \frac{G_f}{f_t^{ef}}$ é a abertura de fendas quando a tensão efetiva de resistência à tração é nula;

$G_f = 0,000025 f_t^{ef}$ é a energia de fratura (energia necessária para abrir uma unidade de área de fenda), pré-definida no programa pela equação desenvolvida por VOS em 1983 (Cervenka et al., 2016).

3.3.1.5 Fendilhação

O processo de fendilhação do betão ocorre em três fases (Cervenka et al., 2016):

- **Não fendilhado:** estado em que o material se situa, antes de atingir a sua resistência à tração;

- **Formação da fenda:** nesta fase inicia-se e desenvolve-se o processo de fendilhação do material. A tensão de resistência à tração do betão começa a diminuir na face da fenda, com a abertura desta;
- **Fendilhado:** esta fase inicia-se quando a tensão de resistência à tração do betão na face da fenda em desenvolvimento atinge o valor nulo, podendo a fenda continuar a abrir. Neste estado o material já não tem capacidade para que a fenda volte a fechar.

Na Figura 3.6 apresenta-se o diagrama tensão-deformação do betão em tração.

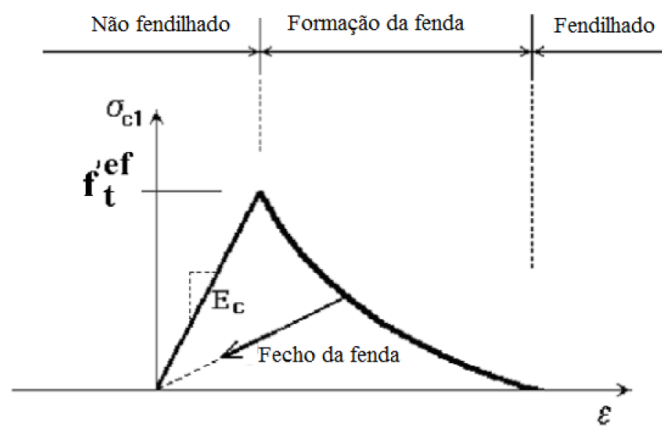


Figura 3.6 - Processo de fendilhação do betão no diagrama tensão-deformação do betão (adaptado de Cervenka et al. (2016)).

A abertura de fendas w , pode ser obtida segundo a equação (3.8).

$$w = \varepsilon_{cr} L'_t \quad (3.8)$$

onde,

ε_{cr} é a extensão de abertura da fenda antes da tensão de resistência à tração ser nula;

L'_t é a dimensão do elemento finito corrigida (referido anteriormente para a compressão no subcapítulo 3.3.1.3).

3.3.1.5.1 Modelos de Fendilhação do Betão

O modelo de fendilhação do betão utilizado pelo ATENA 3D é o da fendilhação distribuída, conhecido por *smeared crack approach* (Cervenka et al., 2016) sendo possível optar por um modelo com fendas fixas (*fixed crack model* na nomenclatura inglesa) ou com rotação (*rotated crack model* na nomenclatura inglesa).

Em ambos os modelos, a fenda inicia a sua formação quando a resistência à tração no elemento finito é excedida, sendo estas distribuídas uniformemente no volume do material betão. Quando se inicia a formação da fenda, o material adota um comportamento ortotrópico (Cervenka et al., 2016).

No modelo de fendilhação fixa, a fenda assume a mesma direção de quando se iniciou a sua formação. Na vizinhança da fenda pode haver aumento nos esforços e deformações, mas a fenda mantém sempre a mesma direção. O estado de tensões e deformações deste modelo de fendilhação podem ser observados na Figura 3.7.

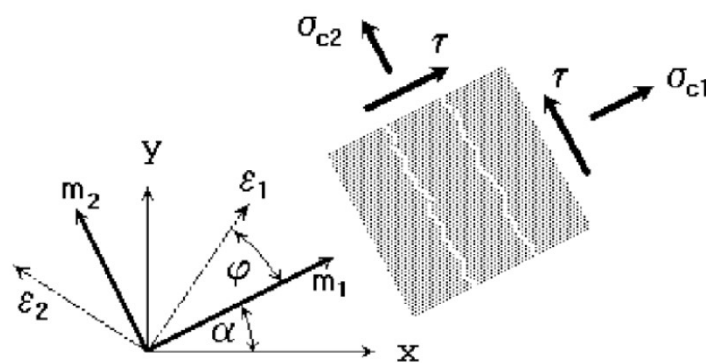


Figura 3.7 – Modelo de fendilhação fixa, estado de tensões e deformações (Cervenka et al., 2016).

Antes da ocorrência de fendilhação existe um estado de isotropia, em que a direção das tensões e deformações principais são idênticas. Depois da ocorrência de fendilhação passa-se para um estado de ortotropia, no qual o eixo paralelo à fenda é o eixo onde o material é mais forte (exemplo na Figura 3.7 correspondente ao eixo m_2), e o normal à direção da fenda corresponde ao eixo em que o material é mais fraco (eixo m_1 na Figura 3.7) (Cervenka et al., 2016). Se ocorre uma rotação das deformações principais (eixos ε_1 e ε_2), as tensões principais (σ_1 e σ_2) não acompanham a rotação, pelo que deixam de ser tensões principais e geram-se tensões de corte τ na face da fenda.

Na formação de fendas recorrendo ao modelo de fendilhação com rotação, a direção das extensões principais coincide com a direção das tensões principais. Consequentemente não há formação de tensões de corte na face da fenda e as tensões principais são as únicas tensões que têm que ser definidas para a análise da fissuração neste modelo (Cervenka et al., 2016).

Podemos observar na Figura 3.8 o estado de tensões e deformações correspondente ao modelo de fendilhação com rotação. Se os eixos principais de deformação rodam, então de forma similar, a direção da fenda também roda. A tensão principal na direção do eixo em que o material é mais fraco é sempre normal à fenda, enquanto na direção em que o material possui menor resistência a tensão principal é sempre paralela à direção da fenda (Cervenka et al., 2016).

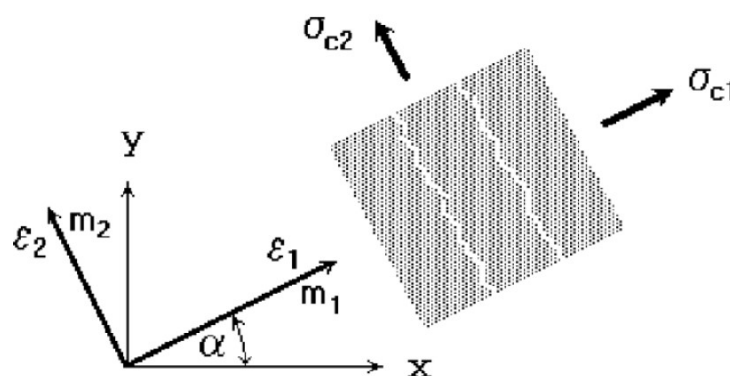


Figura 3.8 – Modelo com rotação de fendas, estado de tensões e deformações (Cervenka et al., 2016).

Para definir os modelos de fendilhação no ATENA 3D é necessário definir um coeficiente que representa a relação entre o modelo com fendas fixas e com rotação. Quando esse coeficiente toma o valor 1, significa que estamos a iniciar o processo de fendilhação pelo modelo com fendas fixas. Para qualquer outro coeficiente, a fendilhação inicia o seu processo seguindo o modelo com rotação. Quando se alcança o valor correspondente ao produto entre o coeficiente definido e a tensão de resistência à tração do betão, passa-se agora a abordar a fendilhação segundo o modelo fixo de fendilhação e as fendas passam a ter direção fixa.

Para os modelos apresentados nesta dissertação considerou-se um coeficiente de 1,0 correspondente à utilização do modelo de fendilhação com fendas fixas, o que significa

que a direção da fenda é dada pela direção das tensões principais no momento em que se inicia a fendilhação. O modelo de rotação apenas é recomendado quando se utilizam elementos finitos de casca, com grandes dimensões e sujeitos a cargas que mudem de direção.

3.3.1.5.2 Comportamento do Betão Após Fendilhação

Após fendilhar, o betão tem menor capacidade resistente ao corte, à tração e à compressão (Cervenka et al., 2016).

O material betão sofre uma redução na capacidade resistente ao corte que, no caso do modelo de fendilhação com fendas fixas, é proporcional às extensões normais à fenda, dando-se uma redução do módulo de distorção do material na face da fenda (Cervenka et al., 2016).

A resistência do betão à compressão sofre um decréscimo quando o betão está fendilhado, conforme se observa na Figura 3.9.

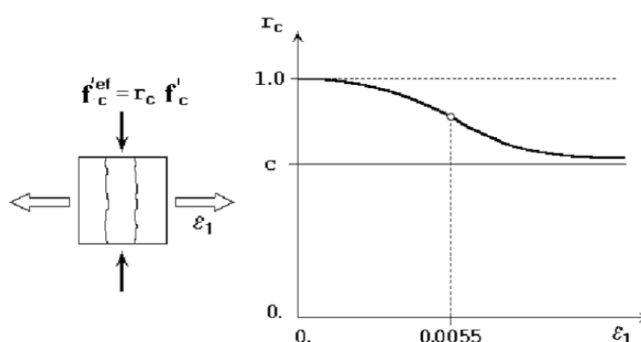


Figura 3.9 - Redução da resistência à compressão do betão, devido à fendilhação do material (Cervenka et al., 2016).

A resistência do betão à compressão após fendilhação pode ser calculada pela equação (3.9).

$$f'_c{}^{ef} = r_c f'_c \quad (3.9)$$

O fator de redução r_c pode ser obtido pela equação (3.10).

$$r_c = c + (1 - c)e^{-(128\varepsilon_u)^2} \quad (3.10)$$

onde,

c é a constante que representa a máxima redução, quando o material está sujeito a uma grande deformação, sendo predefinido no ATENA 3D com o valor de 0,8 (Cervenka et al., 2016).

3.3.2 Aço

3.3.2.1 Armaduras

As armaduras podem ser modeladas no ATENA 3D considerando armadura discreta ou armadura distribuída (Cervenka et al., 2016). A armadura distribuída é caracterizada por uma percentagem de material, representativa da armadura, distinta do restante material da peça. A armadura discreta é simulada por elementos de barra embebidos no betão, colocados no eixo da posição do varão com as suas propriedades, podendo ainda caracterizar-se a aderência aço-betão através da relação aderência-escorregamento (*Bond-slip* na nomenclatura inglesa) que será apresentada em 3.3.2.1.2. O último modelo apresentado foi utilizado neste trabalho, uma vez que simula melhor as armaduras para os casos estudados.

3.3.2.1.1 Relações Tensão-Deformação do Aço

O programa ATENA 3D permite considerar, para a relação tensão-deformação do aço, relações lineares, bilineares, multilineares e bilineares com endurecimento (Cervenka et al., 2016).

O comportamento no estado linear é caracterizado por um troço reto, com um módulo de elasticidade com valor constante. No estado bilinear, o material assume o mesmo comportamento que o linear, mas ao atingir-se a tensão de cedência do aço, o módulo de elasticidade passa a ser nulo, seguindo a lei de material elástico-plástico perfeito, passando a ter deformações plásticas no segundo patamar. O estado multilinear caracteriza-se por vários pontos, geralmente adquiridos em ensaios laboratoriais do aço que se quer simular, podendo caracterizar várias fases do comportamento do aço: elástico, patamar de cedência, endurecimento e fratura. O estado bilinear com endurecimento tem um comportamento semelhante ao bilinear, mas após atingir a cedência, o módulo de elasticidade é

reduzido, mas não nulo, ocorrendo o endurecimento do aço. Ao atingir-se a tensão máxima σ_t , ocorre a extensão de rotura ε_{lim} (Cervenka et al., 2016). O estado bilinear com endurecimento foi assumido para as armaduras das simulações numéricas presentes nesta dissertação, sendo que a Figura 3.10 mostra as relações tensão-deformação.

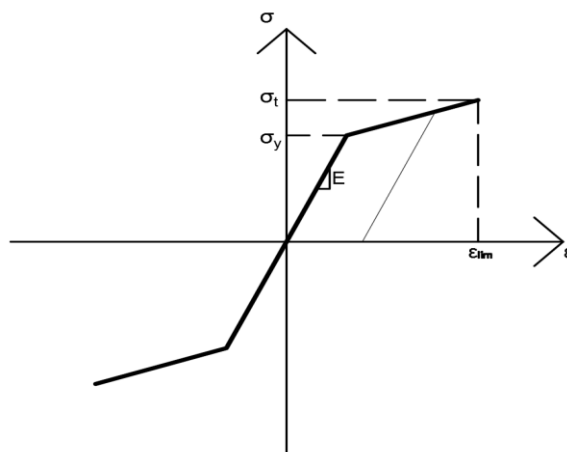


Figura 3.10 - Relação tensão-deformação do aço, comportamento bilinear com endurecimento, utilizado nos modelos simulados.

3.3.2.1.2 *Bond-slip*, Modelos de Aderência-Escorregamento Aço-Betão

Para simular a transferência de esforços das armaduras para betão envolvente, podem utilizar-se modelos aderência-escorregamento. O ATENA 3D suporta vários modelos aderência-escorregamento que demonstram a relação entre a tensão de aderência atuante no varão e o escorregamento entre os materiais. O modelo utilizado neste estudo foi o recomendado no *Model Code 2010* (2012). Este modelo tem parâmetros que dependem das condições de confinamento do betão e da qualidade desse mesmo betão. Outros parâmetros como o espaçamento entre nervuras do varão, o diâmetro dos varões e a resistência à compressão do betão, são também necessários para a sua definição. Na Figura 3.11 podemos observar a curva típica deste modelo, tensão τ (*bond stress*, tensão de aderência) nas ordenadas e o deslocamento relativo entre o aço e o betão (*slip*, escorregamento) nas abscissas.

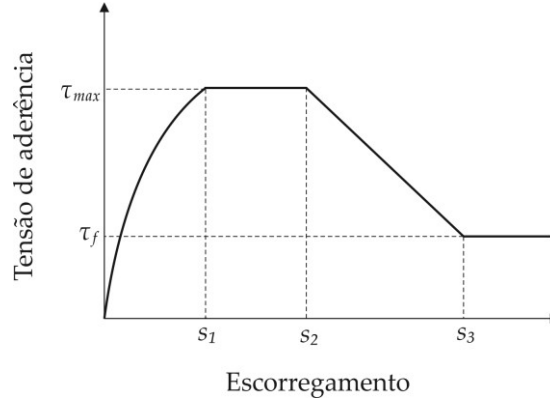


Figura 3.11 - Curva analítica aderência-escorregamento (*Model Code 2010, 2012*).

A curva apresentada na Figura 3.11, pode ser obtida através das equações (3.11), (3.12), (3.13), (3.14), e os parâmetros necessários para a sua definição estão presentes na Tabela 3.1, onde c_{clear} é a distância entre nervuras das armaduras.

$$\tau_0 = \tau_{max} \left(\frac{s}{s_1} \right)^\alpha \quad \text{para } 0 \leq s \leq s_1 \quad (3.11)$$

$$\tau_0 = \tau_{max} \quad \text{para } s_1 \leq s \leq s_2 \quad (3.12)$$

$$\tau_0 = (\tau_{max} - \tau_f)(s - s_2)(s_3 - s_2) \quad \text{para } s_2 \leq s \leq s_3 \quad (3.13)$$

$$\tau_f \quad \text{para } s_3 < s \quad (3.14)$$

Tabela 3.1 - Parâmetros para a definição das relações *bond stress-slip* (*Model Code 2010, 2012*).

τ_{max}	s_1	s_2	s_3	α	τ_f
$2,5\sqrt{f_{ck}}$	1,0 mm	2,0 mm	c_{clear}	0,4	$0,40\tau_{max}$

4 Descrição dos Modelos Numéricos

4.1 Introdução

Neste capítulo descrevem-se os modelos numéricos estudados, nomeadamente a geometria e características dos materiais.

Como referido anteriormente, a capacidade de carga da zona local de ancoragens de pré-esforço requer ensaios experimentais de transferência de carga para avaliar o seu desempenho. Isto é feito recorrendo a provetes com dimensões especificadas pelo fornecedor do sistema de pré-esforço, que para este caso é a *VSL*, em particular o modelo GC6-7 de ancoragem de pré-esforço. Os provetes a modelar consistem em prismas, estando especificadas no correspondente documento normativo da *VSL*, a ETA-06/0006 (2012), as dimensões do prisma e as armaduras a aplicar, consoante a ancoragem e a resistência do betão à compressão, à data da aplicação do pré-esforço.

Na Figura 4.1 está presente um prisma submetido a um ensaio experimental (Cervenka e Ganz, 2014) de transferência de carga, tal como disposto na ETAG 013 (2002).



Figura 4.1 - Exemplo de um prisma, submetido a um ensaio experimental de transferência de carga (extraído de Cervenka e Ganz (2014)).

Na Figura 4.2 apresentam-se os intervenientes genéricos sobre os provetes dos ensaios de transferência de carga, em particular para dispositivos com ancoragem do tipo GC, para uma combinação de estribos e armadura helicoidal.

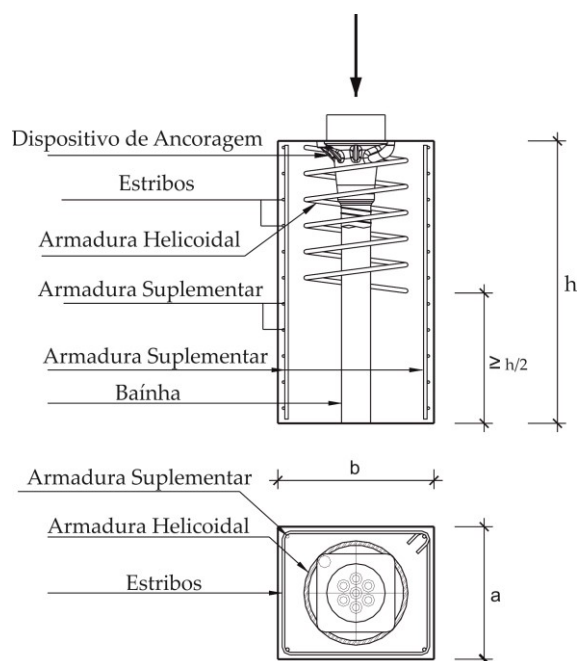


Figura 4.2 - Provede tipo preconizado pela ETAG 013 (2002) para os ensaios de transferência de carga.

Inicialmente materializou-se um prisma com geometria completa com 89653 elementos finitos e um com simplificação de dupla simetria com 23320 elementos finitos.

Por uma questão de otimização de tempo de análise (cerca de 2 a 3 dias para os modelos com simplificação de dupla simetria e cerca de 7 a 9 dias para os modelos completos) optou-se por efetuar todas as análises recorrendo à simplificação de dupla simetria, ou seja, analisaram-se apenas quartos de modelo.

Foram estudados neste trabalho um total de 45 modelos, 35 com análises não-lineares e 10 com análises elásticas. Para a simplificação de dupla simetria, consideraram-se as condições de fronteira apropriadas como a restrição do deslocamento horizontal na direção normal à face dos planos de simetria. Uma vez que a armadura helicoidal não é simétrica, foi modelada como quartos de círculo, sendo composta por níveis entre cada meia volta, e espaçada com o passo da armadura helicoidal, para uma melhor simulação da hélice. Esta simplificação já tinha sido adotada por Marchão (2015) e por Cervenka e Ganz (2014).

Na Figura 4.3 esboça-se a simplificação da armadura helicoidal para circular utilizada nos modelos em que se recorreu à dupla simetria.

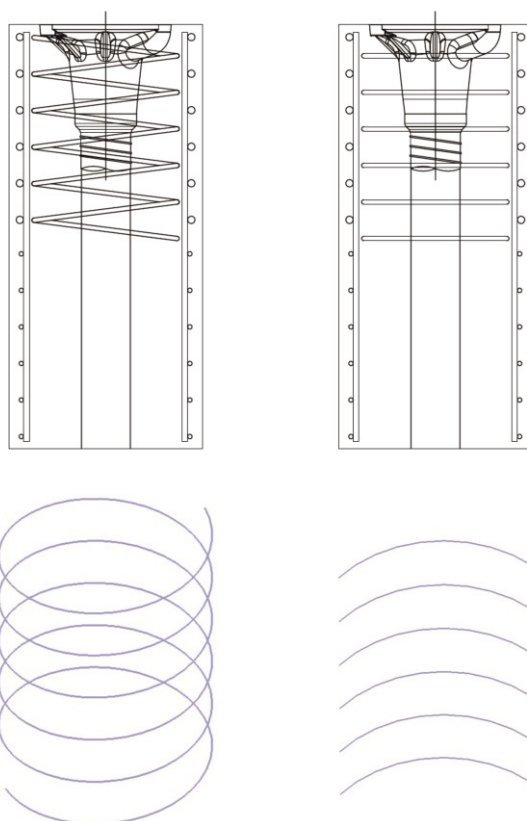


Figura 4.3 - Simplificação da armadura helicoidal (lado esquerdo) para cinta (lado direito), esta última com a simplificação de dupla simetria.

Para este trabalho consideram-se três tipos distintos de formas de prisma. Na Figura 4.4 está exposta a composição dos modelos com a geometria completa, discriminando o dispositivo de ancoragem, o volume de betão e as armaduras.

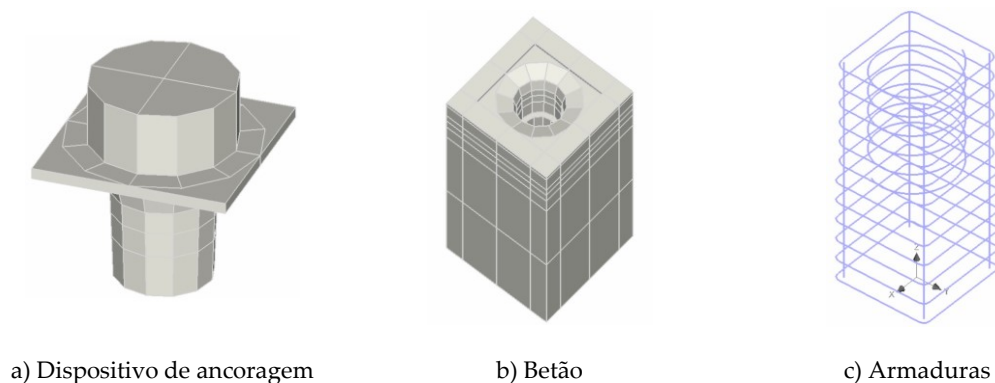


Figura 4.4 - Composição dos modelos completos, discriminando em a) o dispositivo de ancoragem, em b) o betão e em c) as armaduras.

Na Figura 4.5 expõe-se a composição dos modelos com ancoragem, com a simplificação de dupla simetria (quartos de modelo), discriminando o dispositivo de ancoragem, o volume de betão e as armaduras.

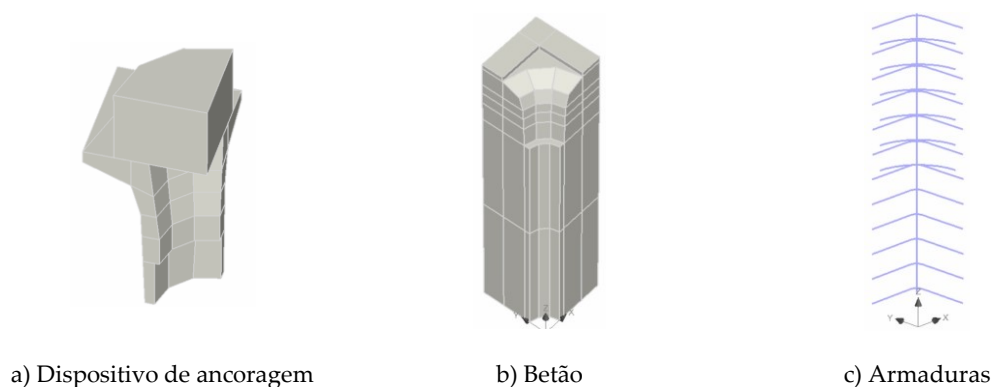


Figura 4.5 – Composição dos quartos de modelos com ancoragem, discriminando em a) o dispositivo de ancoragem, em b) o betão e em c) as armaduras.

A Figura 4.6 mostra a composição dos modelos com chapas de apoio, com a simplificação de dupla simetria (1/4 de modelo), discriminando a chapa de transmissão de carga, o volume de betão e as armaduras.

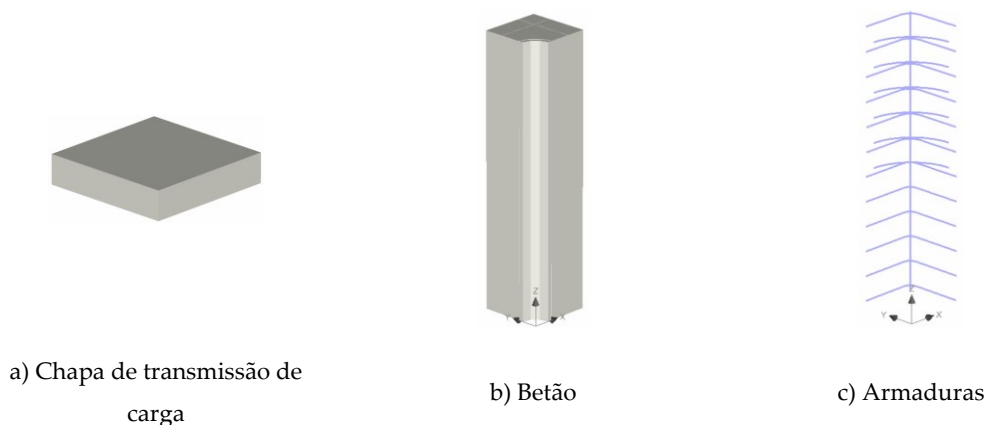


Figura 4.6 – Composição dos quartos de modelos com chapa de transmissão de carga, discriminando em a) a chapa de transmissão de carga, em b) o betão e em c) as armaduras.

A carga foi aplicada prescrevendo incrementos de deslocamento. No topo da cabeça de ancoragem é imposto um deslocamento vertical na superfície, que inicialmente é de 0,05 mm, e depois sofre acréscimos em média de 0,05 mm.

4.2 Geometria dos Modelos

Os modelos estudados foram agrupados em 7 conjuntos (P1a, P1b, P1c, P1d, P2, P3 e P4).

Para os modelos P1 considerou-se a resistência do betão considerada por Marchão (2015) nos seus modelos P1 (52,1MPa de resistência à compressão em cilindros), e a geometria da secção de betão e as dimensões da armadura de confinamento preconizadas pela VSL (ETA 06/0006, 2012). Para este modelo estudaram-se 4 variações: P1a em que se considerou a armadura de confinamento (estribo e armadura helicoidal) indicada pelo fabricante, P1b onde se considerou o estribo da armadura de confinamento com um varão de diâmetro superior, P1c em que se substituiu a ancoragem por uma chapa quadrada, e P1d onde se considerou o estribo da armadura de confinamento com um varão de diâmetro inferior.

Os modelos P2, P3 e P4 correspondem, respetivamente, aos prismas recomendados pelo fabricante quando a resistência do betão para cilindros à data do ensaio é de 32,

28 e 25 MPa. Estes modelos destinam-se a estudar a influência da resistência à compressão do betão no funcionamento da armadura de confinamento.

É de salientar que a armadura de confinamento recomendada pela *VSL*, para a ancoragem estudada, consiste em estribos com varão de 10 mm de diâmetro e hélice com varão de 12 mm de diâmetro. Com vista ao estudo da contribuição do estribo (armadura exterior) no confinamento, variou-se em todos os modelos P1 a P4 o diâmetro da secção transversal da hélice (armadura interior). Deste modo, consideram-se os diâmetros 6 mm (P1a-1, P1b-1, P1c-1, P1d-1, P2-1, P3-1 e P4-1), 8 mm (P1a-2, P1b-2, P1c-2, P1d-2, P2-2, P3-2 e P4-2), 10 mm (P1a-3, P1b-3, P1c-3, P1d-3, P2-3, P3-3 e P4-3), 12 mm (P1a-4, P1b-4, P1c-4, P1d-4, P2-4, P3-4 e P4-4), 16 mm (P1a-5, P1b-5, P1c-5, P1d-5, P2-5, P3-5 e P4-5).

Os modelos com chapas foram realizados com o objetivo de os comparar com os de ancoragem, principalmente no que se refere à previsão da capacidade de carga, que muitos autores obtiveram para chapas, e que se utilizam em ancoragens.

Para os 10 modelos da análise elástica, utilizaram-se os prismas P1a-1, P1a-5, P1b-1, P1b-5, P1c-1, P1c-5, P1d-1 e P1d-5 com as propriedades elásticas do betão (Coeficiente de Poisson e módulo de elasticidade) e dois prismas, sem qualquer tipo de armadura, utilizando um prisma P1a e P1c, que se identificam como P1a-0 e P1c-0.

Nas Figuras 4.7 e 4.8 apresentam-se, genericamente, os modelos estudados para os casos de utilização de dispositivo de ancoragem e chapa, respetivamente.

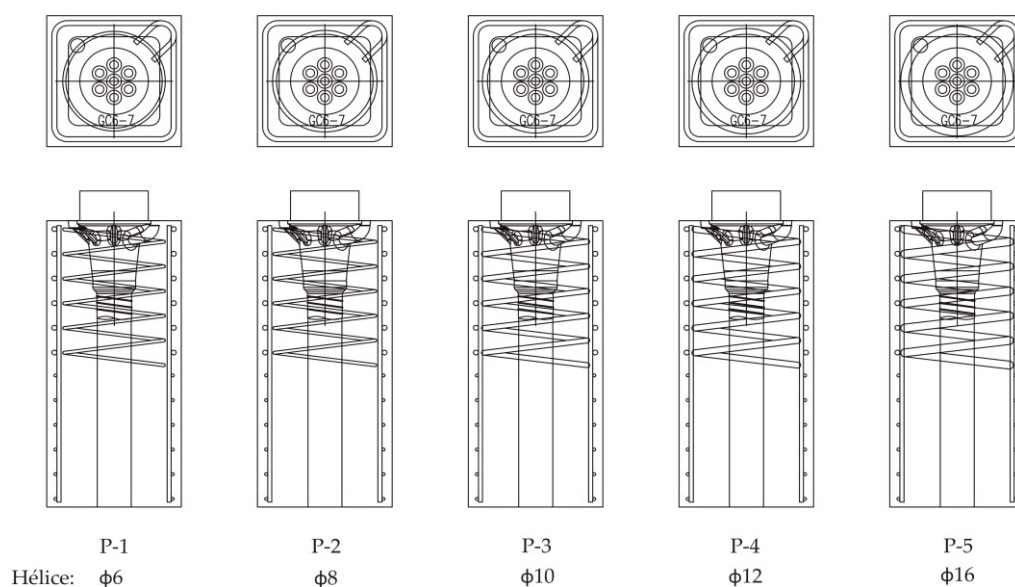


Figura 4.7 - Modelo genérico para os casos estudados com dispositivo de ancoragem.

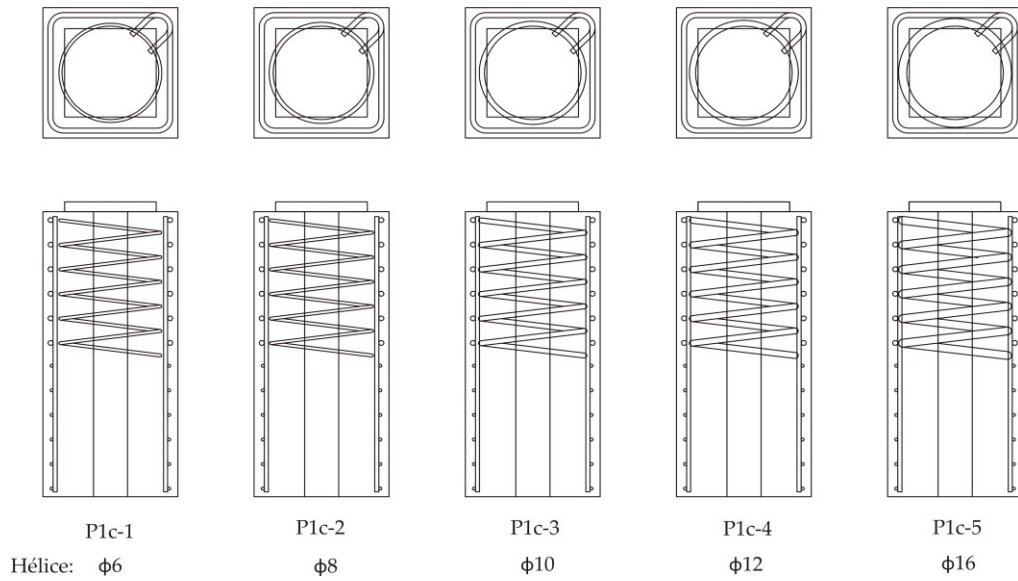


Figura 4.8 – Modelos P1c, para o caso estudado com chapa de apoio.

As dimensões dos prismas são apresentadas na Tabela 4.1. A armadura helicoidal é definida em termos do seu diâmetro, espaçamento entre uma volta completa (p) e o número de voltas completas (n).

Tabela 4.1 - Armaduras e dimensões dos prismas.

Prisma	a (mm)	h (mm)	Estribo	Hélice		
				n	p (mm)	D_{int} (mm)
P1a	265	580	6 ϕ 10//0,05	6		0,19
P1b	265	580	6 ϕ 16//0,05	6		0,19
P1c	265	580	6 ϕ 10//0,05	6		0,19
P1d	265	580	6 ϕ 6//0,05	6	50	0,19
P2	265	580	6 ϕ 10//0,05	6		0,19
P3	280	580	6 ϕ 10//0,05	6		0,205
P4	305	685	6 ϕ 10//0,055	7		0,225

Os parâmetros a , h e D_{int} ilustram-se na Figura 4.9, onde estão representadas as dimensões genéricas dos prismas. A bainha utilizada foi de 60 e 67 mm de diâmetro

interior e exterior, respetivamente. Nos prismas representa-se esta zona como uma abertura com 67 mm de diâmetro.

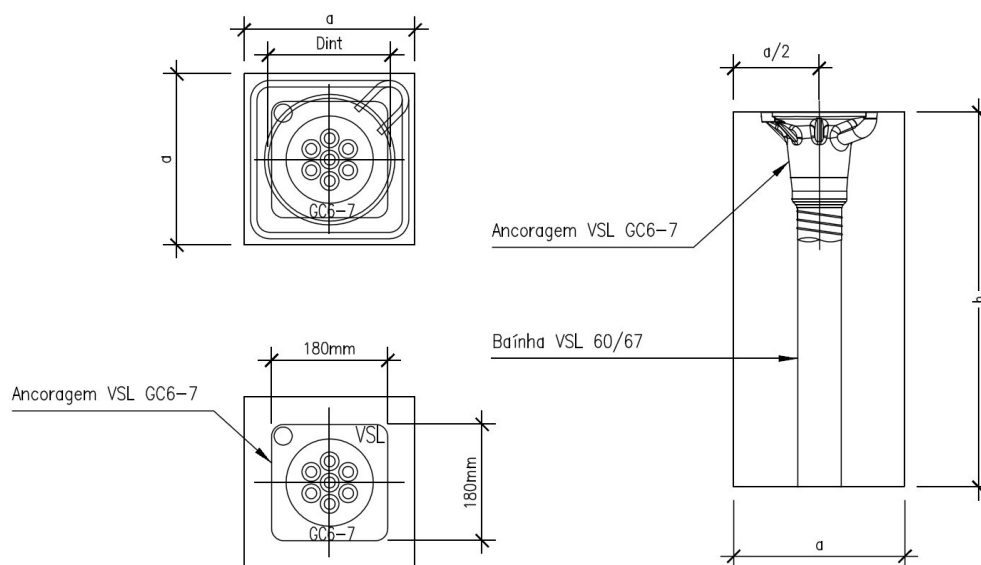


Figura 4.9 - Dimensões genéricas dos prismas.

4.3 Propriedades Mecânicas do Betão

A Tabela 4.2 apresenta as propriedades mecânicas do betão utilizadas nos modelos numéricos.

Tabela 4.2 - Propriedades mecânicas dos betões utilizadas.

Prisma	f_{cm} (MPa)	E_{cm} (GPa)	f_{ctm} (MPa)	G_f (N/m)
P1a, P1b, P1c, P1d	52,1	32,5	4,700	117,50
P2	32,0	28,1	2,496	62,40
P3	28,0	27,0	2,210	55,25
P4	25,0	26,1	1,983	49,58

Os módulos de elasticidade dos betões (E_{cm}) dos modelos foram estimados através das respetivas resistências à compressão, utilizando a equação (4.1), como recomendado pela EN 1992-1-1 (2004). Reduziu-se ainda, 10% do módulo de elasticidade por se ter

utilizado nos ensaios experimentais em que se basearam os parâmetros do betão na simulação numérica de Marchão (2015), betão com agregados calcários.

$$E_{cm} = 22 \left(\frac{f_{cm}}{10} \right)^{0,3} \quad (4.1)$$

Para a definição do betão, utilizam-se outros parâmetros que se apresentam na Tabela 4.3. Estes valores foram obtidos através de modelos numéricos semelhantes aos presentes nesta dissertação, aferidos com base em ensaios experimentais (Marchão, 2015).

Tabela 4.3 -Outros parâmetros do betão utilizados.

ν	w_d (mm)	ε_{cp} (‰)	$r_{c,lim}$	S_F	e	β
0,20	-0,5	-1,5	0,8	20	0,52	0,3

Na Tabela 4.3 temos os seguintes parâmetros (Cervenka et al., 2016):

ν é o coeficiente de Poisson;

w_d é o deslocamento crítico de compressão, isto é o deslocamento que define o fim do troço ascendente na relação constitutiva do betão (à compressão);

ε_{cp} é a extensão plástica que corresponde à resistência à compressão na curva ascendente da relação constitutiva do betão;

$r_{c,lim}$ é o valor mínimo de redução da resistência à compressão do betão devido à abertura de fendas;

S_F é o fator de rigidez de corte devido à abertura de fendas, ou seja, é o coeficiente que define a relação entre a rigidez de corte normal e fendilhada;

e é a excentricidade da superfície de rotura;

β é o fator para a direção do fluxo plástico (Se $\beta < 0$ o material está a ser compactado, se $\beta = 0$ o volume de material está a ser preservado, se $\beta > 0$ o material está a dilatar).

4.4 Propriedades Mecânicas do Aço

Na Tabela 4.4 descrevem-se os valores utilizados neste trabalho que caracterizam o aço das armaduras. Estes valores foram obtidos através de ensaios de tração (Marchão, 2015).

Tabela 4.4 - Propriedades mecânicas das armaduras.

f_y (MPa)	f_u (MPa)	ϵ_{lim}	E_s (GPa)
561	673	11,4%	200

4.4.1 Ancoragem

A cabeça de ancoragem foi modelada utilizando um aço com comportamento elástico-plástico sem endurecimento. As propriedades desse material estão enunciadas na Tabela 4.5.

Tabela 4.5 - Características do aço da ancoragem.

f_y (MPa)	E_s (GPa)	ν
250	210	0,30

4.4.2 Apoio

Este estudo foi realizado aplicando deslocamentos nos modelos. Para determinar a força correspondente a esses deslocamentos registaram-se as reações, sendo que foi necessário apoiar os prismas em nós, já que a possibilidade de apoiar uma superfície impossibilita a leitura das reações de forma rápida e eficaz. Quando se aplicam os apoios diretamente nos nós do betão, ocorrem concentrações de tensões, obtendo-se resultados pouco realistas. Assim, materializou-se uma zona muito rígida que apoia o provete e que fez com que as tensões se distribuíssem mais uniformemente. Nos nós inferiores dessa chapa rígida colocaram-se os apoios que mediram as reações, registando assim as forças correspondentes aos deslocamentos aplicados.

Deste modo, para apoiar os provetes, foi necessário materializar um prisma com 10 cm de espessura na base, com quatro apoios nos cantos inferiores. O material foi caracterizado como sendo um aço, com o comportamento descrito em 4.4.1.

4.5 Interface Betão-Aço da Ancoragem

O modelo de interface entre materiais é utilizado para simular o contacto entre dois materiais, baseando-se no critério de rotura Mohr-Coulomb truncado na tração (Cervenka et al., 2016).

A relação constitutiva para três dimensões é dada em termos do atrito entre os planos da interface, o escorregamento relativo e os deslocamentos.

As características da interface betão-aço da ancoragem, consideradas nos modelos deste estudo foram as utilizadas por Marchão (2015) e estão descritas na Tabela 4.6: rigidez normal (K_{nn}), rigidez tangencial (K_{tt}), resistência à tração ($f_{t,int}$), coesão (c), coeficiente de atrito (μ), rigidez normal mínima ($K_{nn,min}$) e rigidez tangencial mínima ($K_{tt,min}$).

Tabela 4.6 - Características da interface betão-ancoragem dos modelos estudados.

K_{nn} (MN/m ³)	K_{tt} (MN/m ³)	$f_{t,int}$ (MPa)	c (GPa)	μ	$K_{nn,min}$ (MN/m ³)	$K_{tt,min}$ (MN/m ³)
200×10^6	200×10^6	1,0	1,0	0,2	200×10^3	200×10^3

4.6 Relações *Bond-slip*, Tensão de Aderência-Escorregamento

Neste subcapítulo apresentam-se os valores introduzidos nos modelos a simular, recorrendo às premissas já enunciadas em 3.3.2.1.2, referentes à aderência entre as armaduras e o betão. Na Tabela 4.7 apresentam-se, para cada caso, os valores de referência, que dependem da resistência do betão e na Tabela 4.8 o espaçamento entre nervuras (“Especificação LNEC E 450-2010: Varões de aço A500 NR para armaduras de betão armado. Características, ensaios e marcação” 2010).

Tabela 4.7 - Parâmetros utilizados na definição das relações tensão de aderência - escorregamento.

Prismas	f_{cm} (MPa)	$\tau_{máx}$ (MPa)	τ_f (MPa)
P1	52,1	18,0	7,2
P2	32,0	14,1	4,7
P3	28,0	13,2	5,3
P4	25,0	12,5	5,0

Tabela 4.8 - Espaçamento entre nervuras em função do diâmetro do varão.

$\phi_{\text{varão}}$ (mm)	s_3 (mm)
6	5,0
8	5,7
10	6,5
12	7,2
16	9,6

Nas Figuras 4.10, 4.11, 4.12 e 4.13, apresentam-se as relações tensão de aderência – escorregamento para os prismas P1, P2, P3 e P4, respectivamente. Os valores foram calculados a partir das equações (3.11), (3.12), (3.13) e (3.14). O valor de s_3 é dado pela Tabela 4.8.

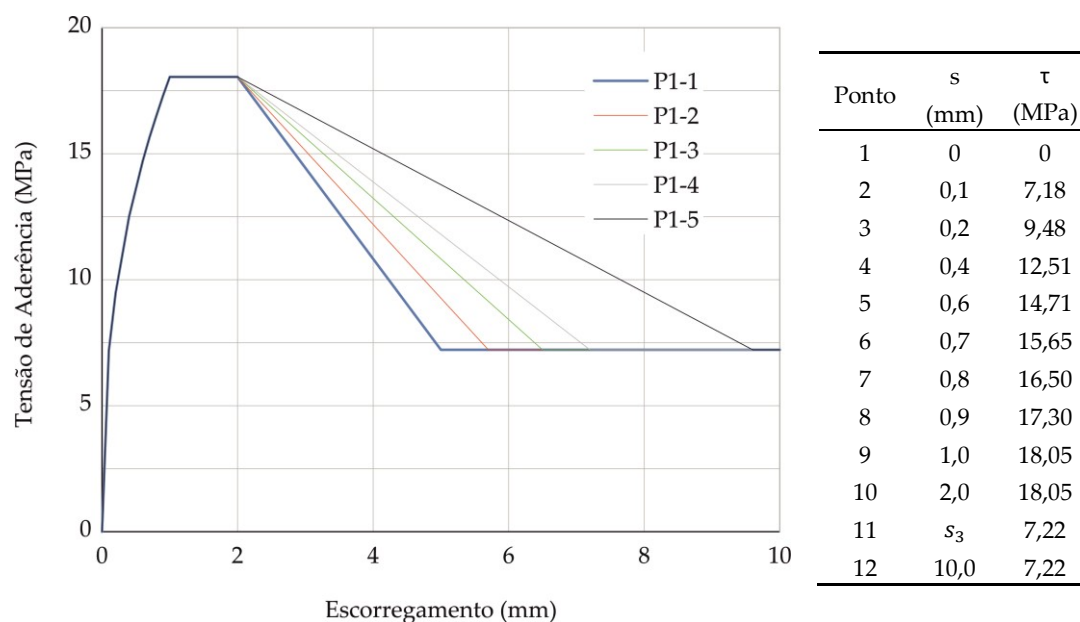


Figura 4.10 - P1 - Relações aderência-escorregamento.

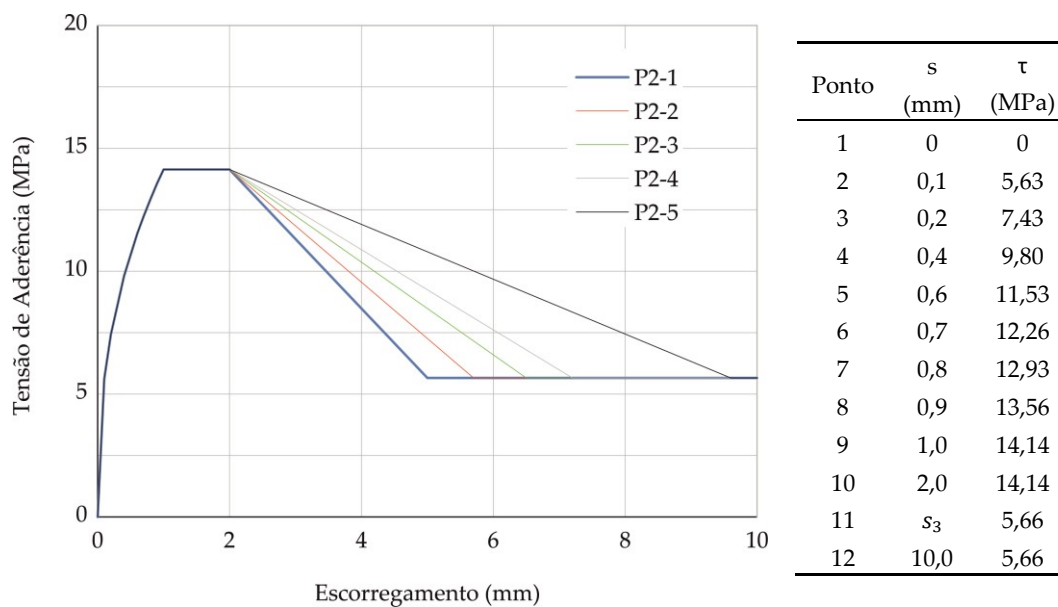


Figura 4.11 - P2 - Relações aderência-escorregamento.

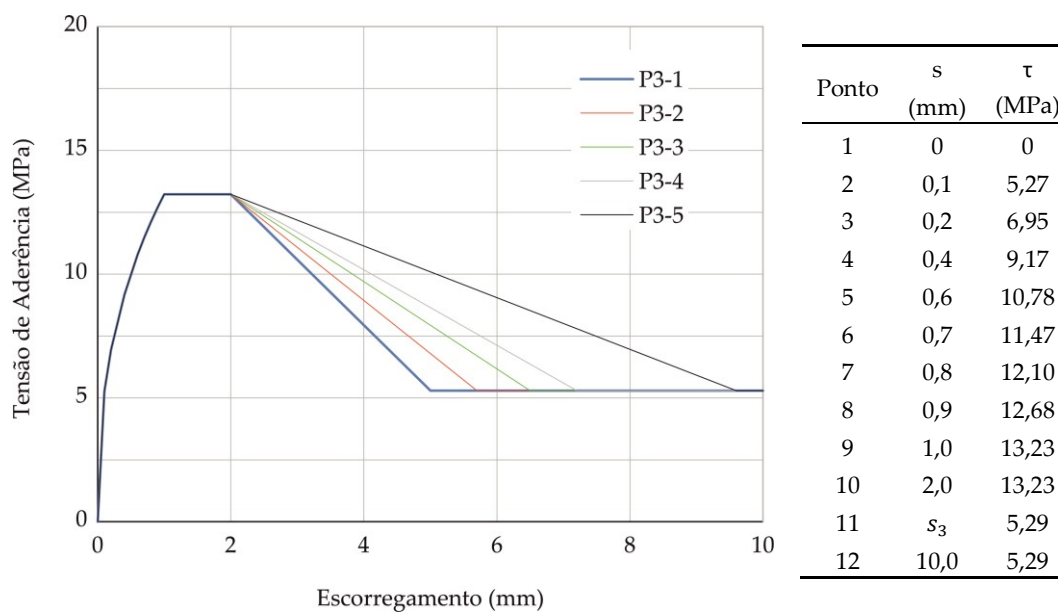


Figura 4.12 - P3 - Relações aderência-escorregamento.

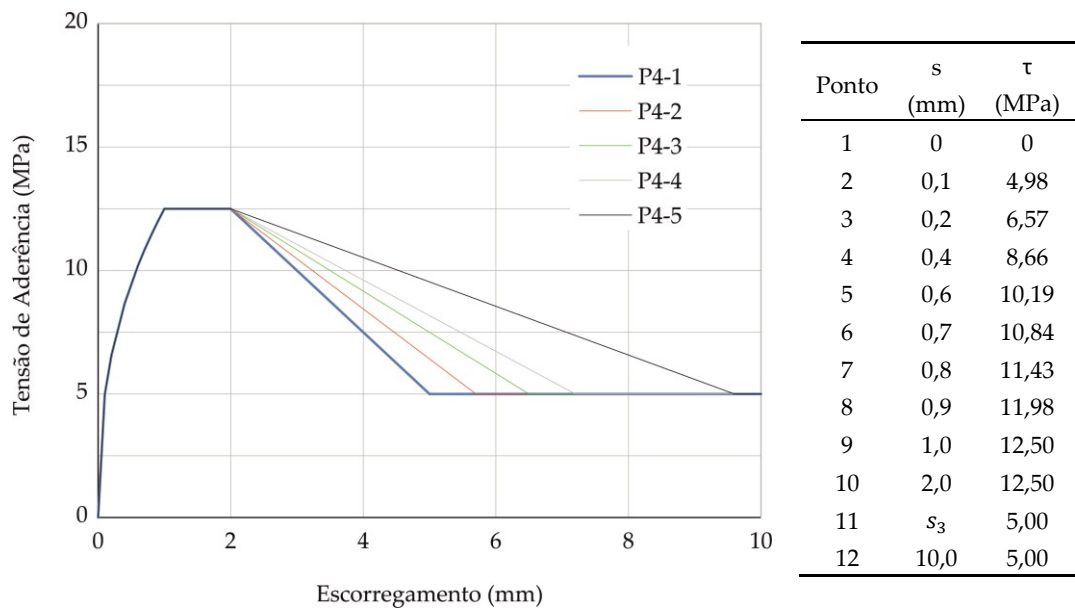


Figura 4.13 - P4 - Relações aderência-escorregamento.

5 Estudo Paramétrico e Análise de Resultados

5.1 Introdução

Neste capítulo serão apresentados os resultados do estudo paramétrico efetuado com base na análise dos modelos apresentados no Capítulo 4, tendo sido utilizado o programa de elementos finitos ATENA 3D, que permite realizar análises não lineares.

Com vista ao estudo do funcionamento das armaduras de confinamento, monitorizaram-se as extensões nas armaduras, as reações de apoio por forma a obter a força aplicada e o deslocamento vertical no topo do prisma.

Os resultados obtidos nas análises não lineares serão comparados com os obtidos através de formulações para a previsão da capacidade de carga P_u , propostas na literatura (Breen et al. (1991), Wollmann e Roberts-Wollmann (2000) e Bonetti (2005)).

Por fim, serão apresentados os resultados das análises elásticas, com intuito de complementar toda a análise até aí realizada.

Conforme referido, foram analisados sete tipos de modelos: quatro modelos P1 (P1a, P1b, P1c e P1d) e modelos P2 a P4.

5.2 Prismas P1

Os modelos P1, destinam-se essencialmente ao estudo da contribuição das armaduras de confinamento na capacidade de carga dos prismas e permitem também analisar o funcionamento/interação dos dois níveis de confinamento (estribo e hélice).

Os modelos P2, P3 e P4 (e P1a eventualmente) destinam-se apenas a verificar se a variação da resistência à compressão do betão influencia o comportamento da armadura de confinamento.

Deste modo, serão apresentados e discutidos em primeiro lugar os resultados das análises não lineares dos prismas P1.

5.2.1 Força de Rotura

Na Figura 5.1 apresenta-se a relação força-deslocamento para os modelos P1a, P1b, P1c e P1d.

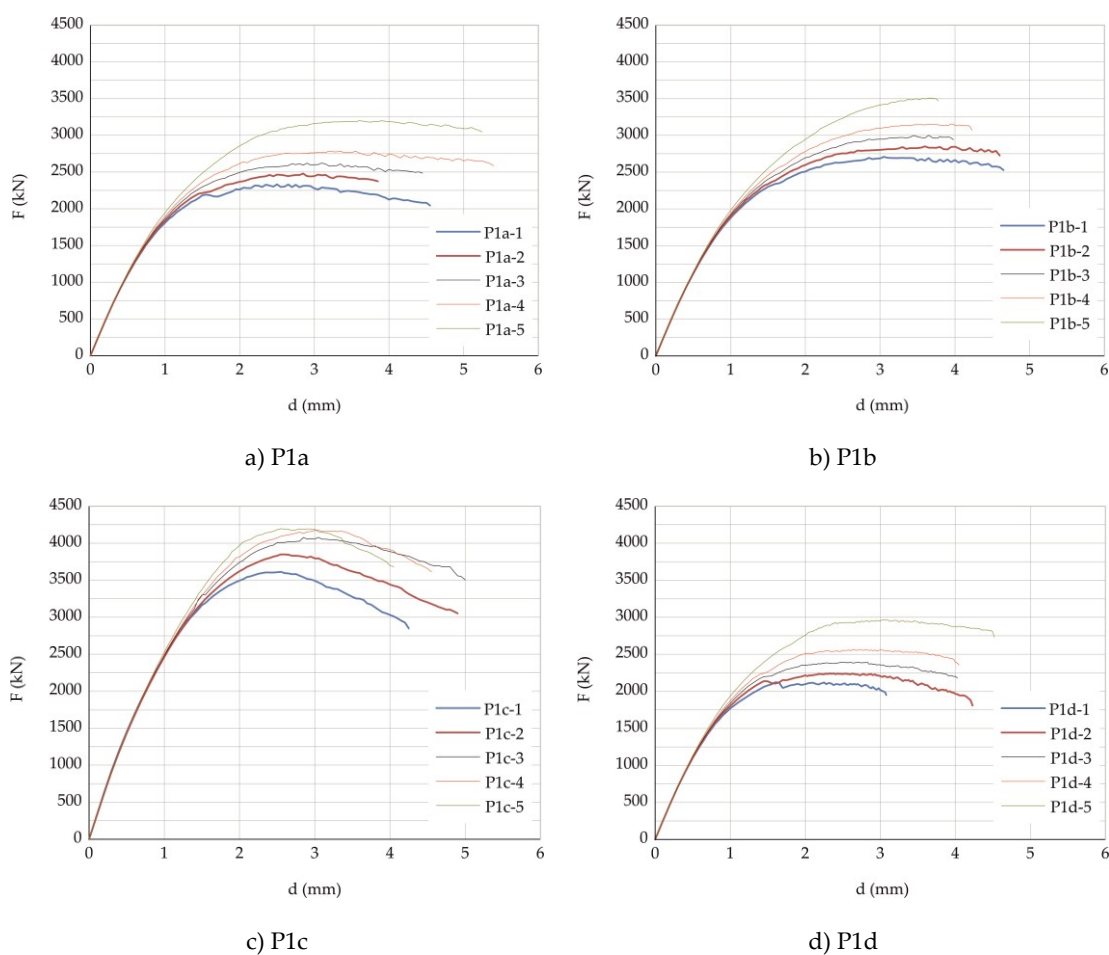


Figura 5.1 – Relações Força-Deslocamento dos prismas: a) P1a, b) P1b, c) P1c e d) P1d.

As cargas últimas obtidas na análise numérica dos prismas P1 estão indicadas na Tabela 5.1.

Tabela 5.1 - Cargas últimas, $P_{u,n}$, obtidas pela análise numérica dos prismas P1.

Φ_{cinta} (mm)	P1a (kN)	P1b (kN)	P1c (Chapa) (kN)	P1d (kN)
6 (-1)	2331,6	2708,4 (16,2%)	3612,0 (54,9%)	2119,2 (-9,1%)
8 (-2)	2479,6	2850,8 (15,0%)	3848,0 (55,2%)	2240,8 (-9,6%)
10 (-3)	2623,2	3001,6 (14,4%)	4079,2 (55,5%)	2393,6 (-8,8%)
12 (-4)	2785,6	3155,6 (13,3%)	4175,6 (49,9%)	2562,4 (-8,0%)
16 (-5)	3198,8	3507,2 (9,6%)	4196,4 (19,7%)	2964,8 (-7,3%)
Estribo Φ (mm)	10	16	10	6

As percentagens indicadas entre parênteses na Tabela 5.1 referem-se à variação dos valores apresentados em relação aos do modelo P1a.

Podemos observar pela Figura 5.1 a), b) e d), que o aumento do diâmetro do estribo e das cintas provoca um aumento da carga última.

Na Figura 5.1, observa-se que os prismas com ancoragem atingem menor carga última do que os com chapa de apoio, como já tinha observado Marchão (2015). Também se observa o facto de nos modelos P1c (chapas) o declive da curva ascendente e descendente, acréscimo e decréscimo de carga, é maior do que nos modelos com ancoragem. Ainda nos modelos P1c, pode observar-se uma quebra na tendência da curva nos prismas P1c-4 e P1c-5, pelo facto de, nestes últimos, a rotura ocorrer fora da zona confinada, na metade inferior do prisma.

5.2.2 Extensões nas Armaduras

De modo a analisar o comportamento das armaduras dos prismas foram monitorizadas as extensões das armaduras de confinamento, hélice (neste caso simuladas como cintas circulares) e estribos, ao longo de um dos eixos de simetria, nos pontos dos elementos de barra que simulam as armaduras.

Nos prismas que se simularam, as tensões nas armaduras de confinamento são de tração, pois ao comprimir o prisma na direção vertical, este por efeito de Poisson ficará

tracionado nas direções perpendiculares, sendo parte desta tração absorvida pelas armaduras, originando assim extensões de alongamentos.

Na Figura 5.2 apresenta-se a identificação dos pontos de monitorização das extensões. Os pontos Ext 6.5, Ext 7, Ext 7.5, Ext 8, Ext 8.5 e Ext 9.5, situam-se nos estribos, ao passo que os pontos Ext 1, Ext 1.5, Ext 3, Ext 3.5, Ext 5 e Ext 5.5, situam-se nas cintas circulares.

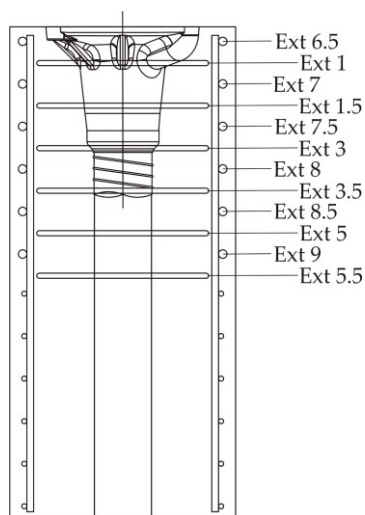


Figura 5.2 - Identificação dos pontos de monitorização das extensões das armaduras de confinamento.

Para observar a interação entre os dois tipos de armadura de confinamento, agruparam-se os pontos de monitorização por níveis. O primeiro nível é composto pelos pontos Ext 1 e Ext 7, o segundo pelos Ext 1.5 e Ext 7.5, o terceiro pelos Ext 3 e Ext 8, o quarto pelos Ext 3.5 e Ext 8.5, e o quinto pelos Ext 5 e Ext 9.

5.2.2.1 Variação da Extensão das Armaduras ao Longo da Altura Confinada

Na Figura 5.3, 5.4, 5.4, 5.5 e 5.6 apresentam-se as extensões na armadura helicoidal (H) e estribos (E) ao longo da altura da zona confinada, para os prismas P1a, P1b, P1c e P1d, respetivamente.

As extensões apresentadas referem-se a dois níveis distintos de carga. Considerou-se o caso 1 correspondente a 80% da força de rotura dos cabos de pré-esforço, ($0,8P_{x,c} = 1562,4$ kN para cabos de 7 cordões de 0,6" com $1,5$ cm² de secção nominal). O caso 2 corresponde à carga última do prisma (P_u).

Para facilitar a análise dos gráficos e identificação das armaduras que atingem a cedência, representou-se nos gráficos uma linha azul vertical correspondente à extensão de cedência das armaduras.

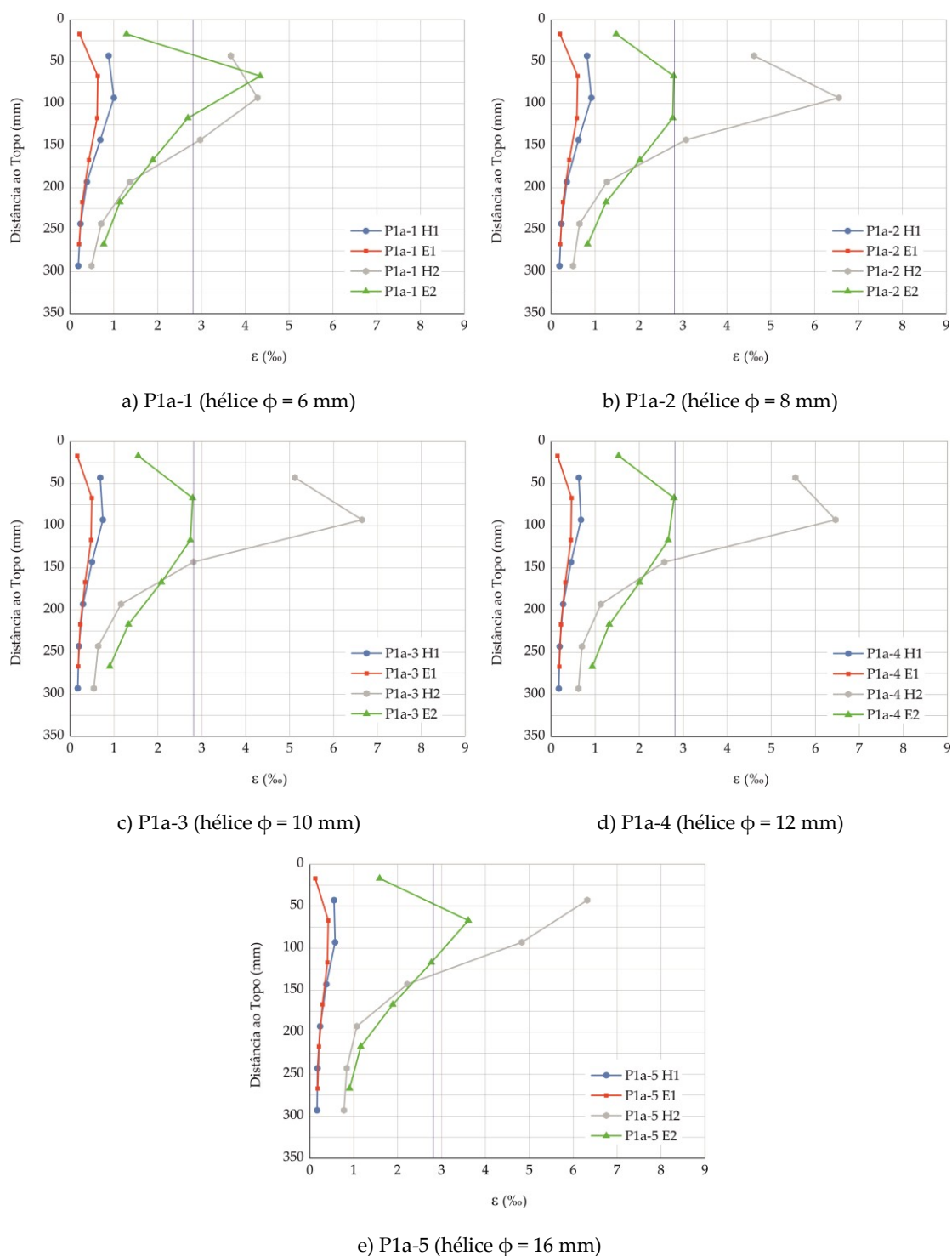


Figura 5.3 - P1a (Estritos $\phi = 10$ mm) - Extensões nas armaduras ao longo da altura da zona confinada (Casos 1 e 2).

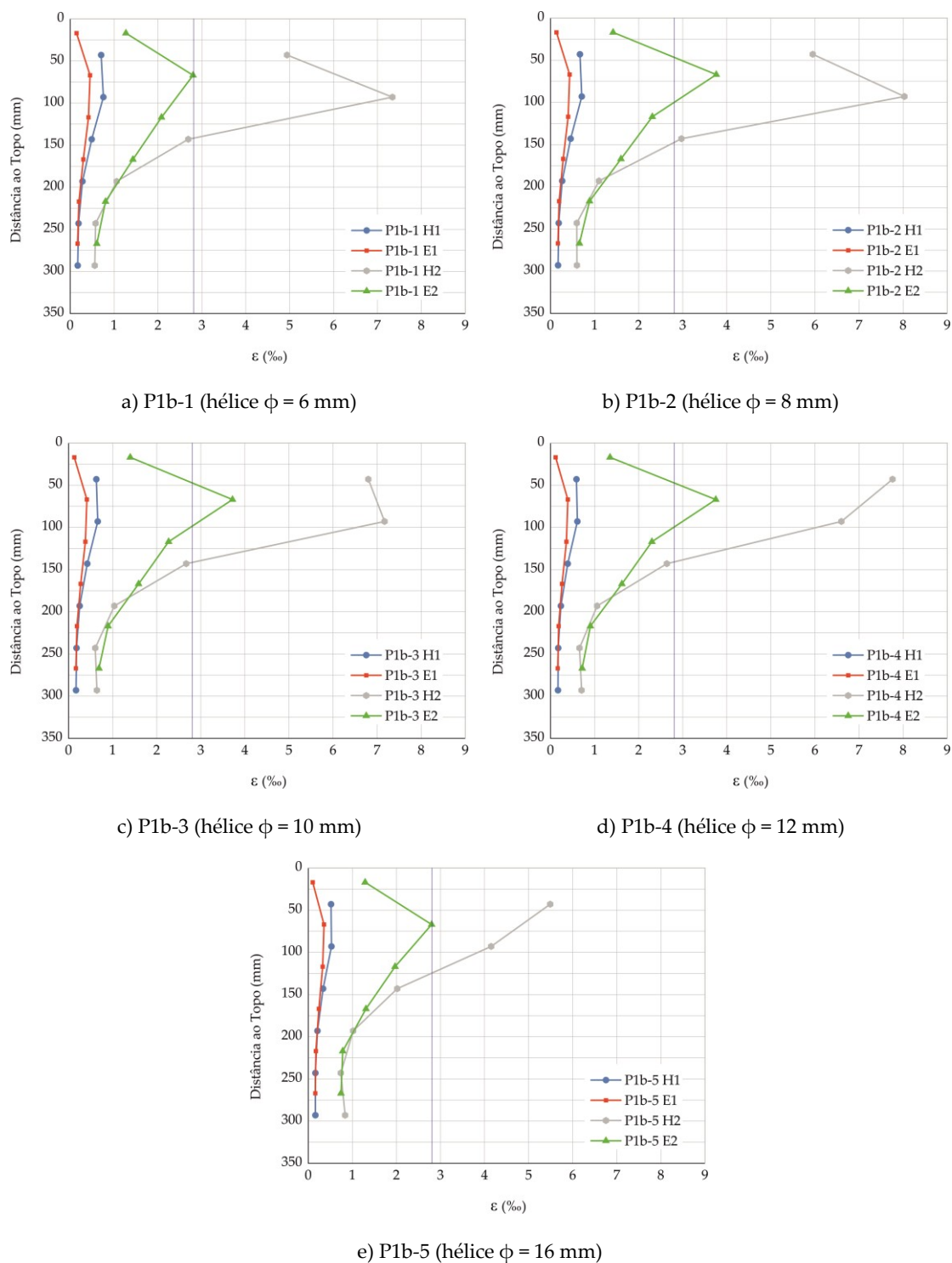
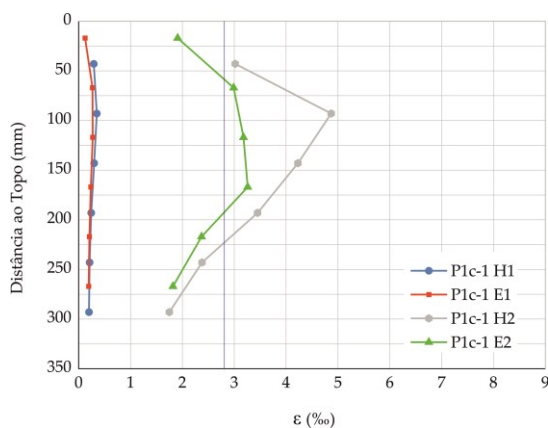
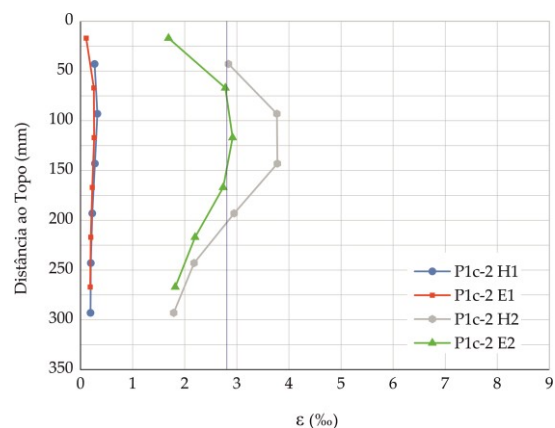


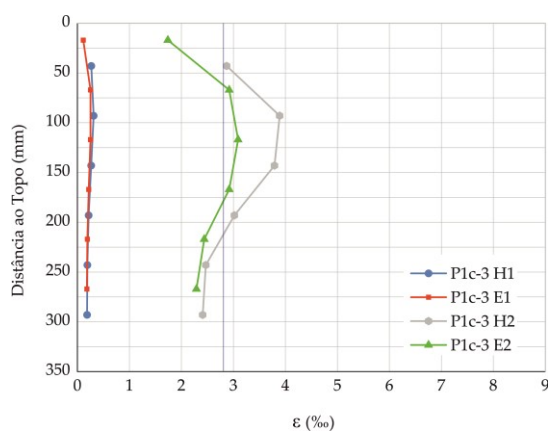
Figura 5.4 - P1b (Estritos $\phi = 16$ mm) - Extensões nas armaduras ao longo da altura da zona confinada (Casos 1 e 2).



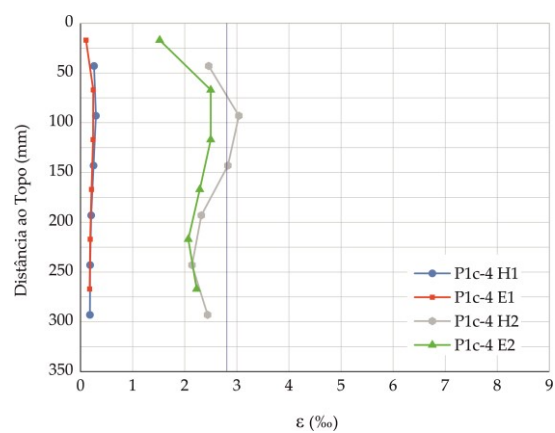
a) P1c-1 (hélice $\phi = 6$ mm)



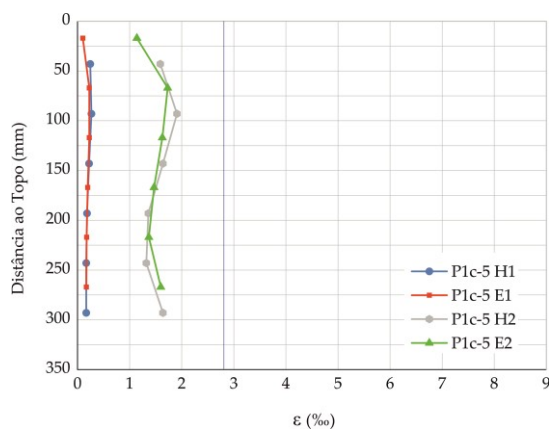
b) P1c-2 (hélice $\phi = 8$ mm)



c) P1c-3 (hélice $\phi = 10$ mm)



d) P1c-4 (hélice $\phi = 12$ mm)



e) P1c-5 (hélice $\phi = 16$ mm)

Figura 5.5 - P1c (Estribos $\phi = 10$ mm) - Extensões nas armaduras ao longo da altura da zona confinada (Casos 1 e 2).

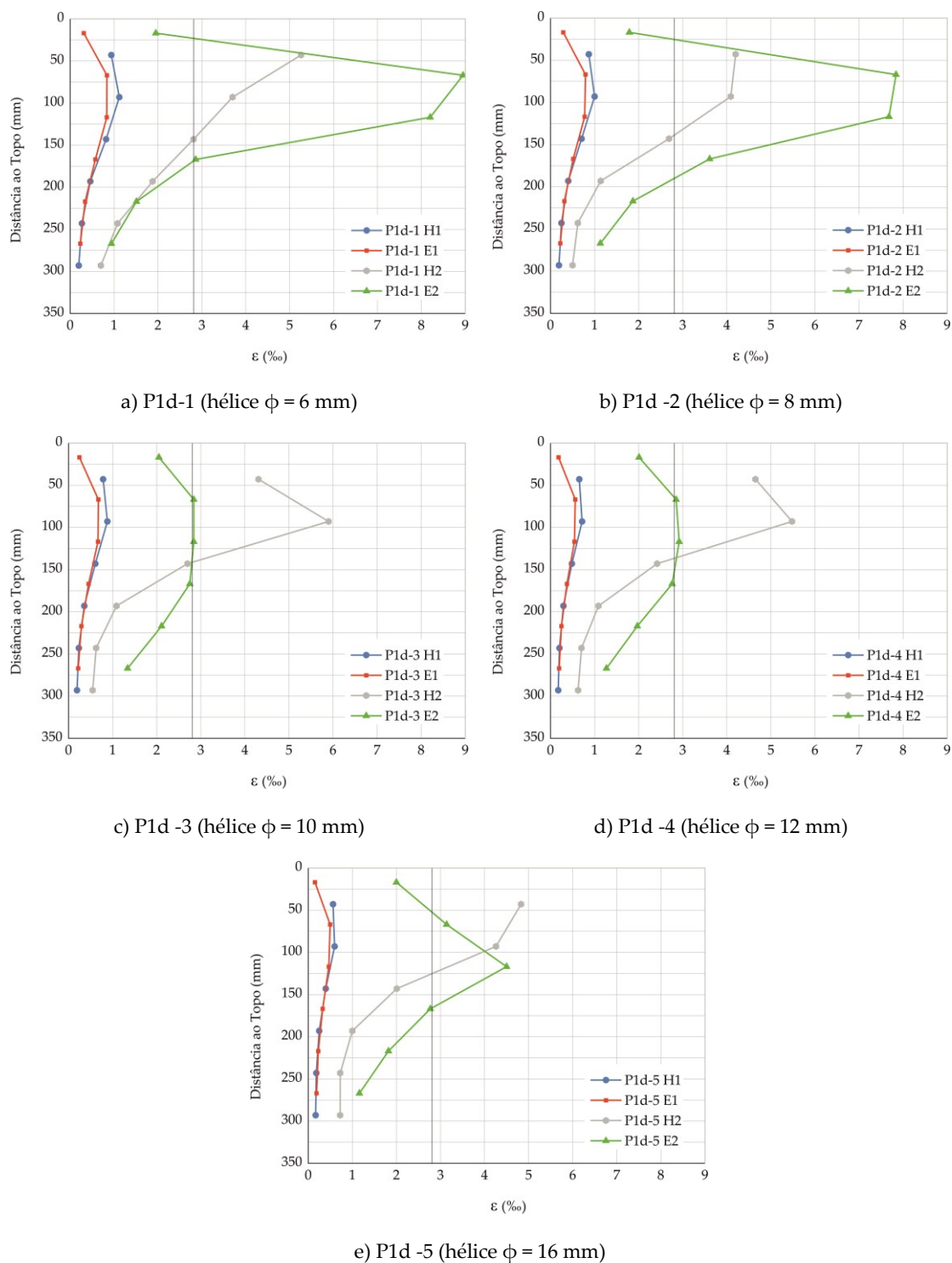


Figura 5.6 - P1d (Estritos $\phi = 6$ mm) - Extensões nas armaduras ao longo da altura da zona confinada (Casos 1 e 2).

Analisando os valores das extensões apresentados nos gráficos das figuras anteriores, para os prismas P1a, P1b e P1d, observa-se que:

- Para a carga correspondente a 80% da força de rotura dos cordões, não há diferença significativa entre as extensões da hélice e dos estribos;
- Para a carga última é o segundo nível da armadura helicoidal (a 90 mm do topo) que apresenta as maiores extensões em grande parte dos casos, verificando-se uma diferença significativa entre as extensões atingidas na hélice e nos estribos;
- O primeiro e segundo níveis da armadura helicoidal atingem sempre a cedência; nos estribos, a cedência é atingida por vezes no 2º nível e, menos frequentemente, no primeiro ou terceiro níveis;
- Das 180 extensões registadas para a carga última, apenas 56 atingem efetivamente a cedência, o que corresponde a 31% dos casos, sendo que destes, 35 (63%) correspondem à hélice.

Nos prismas P1c, com chapa, verifica-se uma maior proximidade entre as extensões da hélice e dos estribos. Neste caso, e considerando apenas os prismas P1c-1, P1c-2 e P1c-3 (já que os P1c-4 e P1c-5 rompem fora da zona confinada), das 36 extensões registadas, 19 atingem efetivamente a cedência, o que corresponde a 53% dos casos, sendo que destes, 12 (63%) correspondem à hélice.

5.2.2.2 Evolução da Extensão com a Carga Aplicada

Nas Figuras 5.7, 5.8, 5.9 e 5.10 apresenta-se a variação da extensão com a carga aplicada nos pontos de monitorização Ext 1, 1.5, 7 e 7.5 para os casos dos prismas P1a, P1b, P1c e P1d, respetivamente.

É de notar que os pontos escolhidos correspondem aos que apresentam maiores extensões.

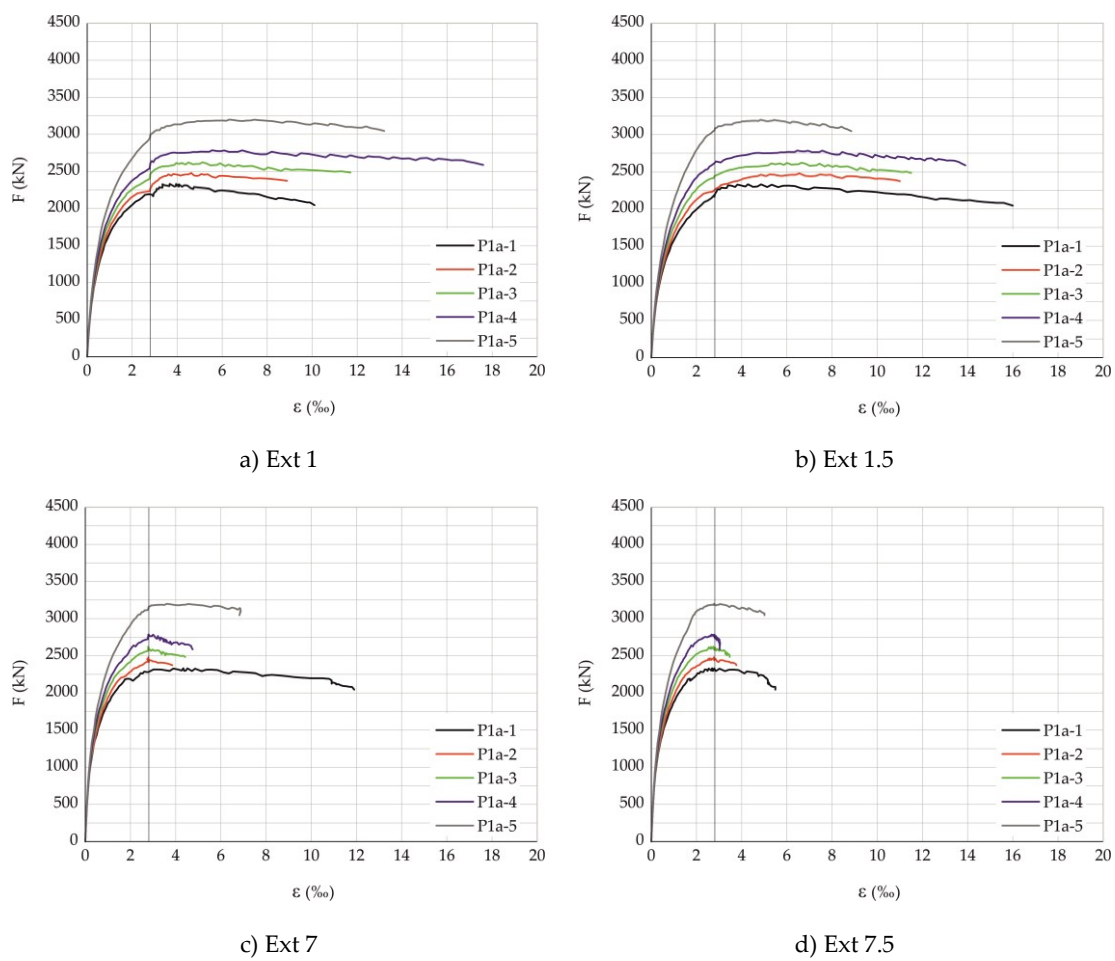


Figura 5.7 - P1a - Curvas força (F) - Deformação (ε).

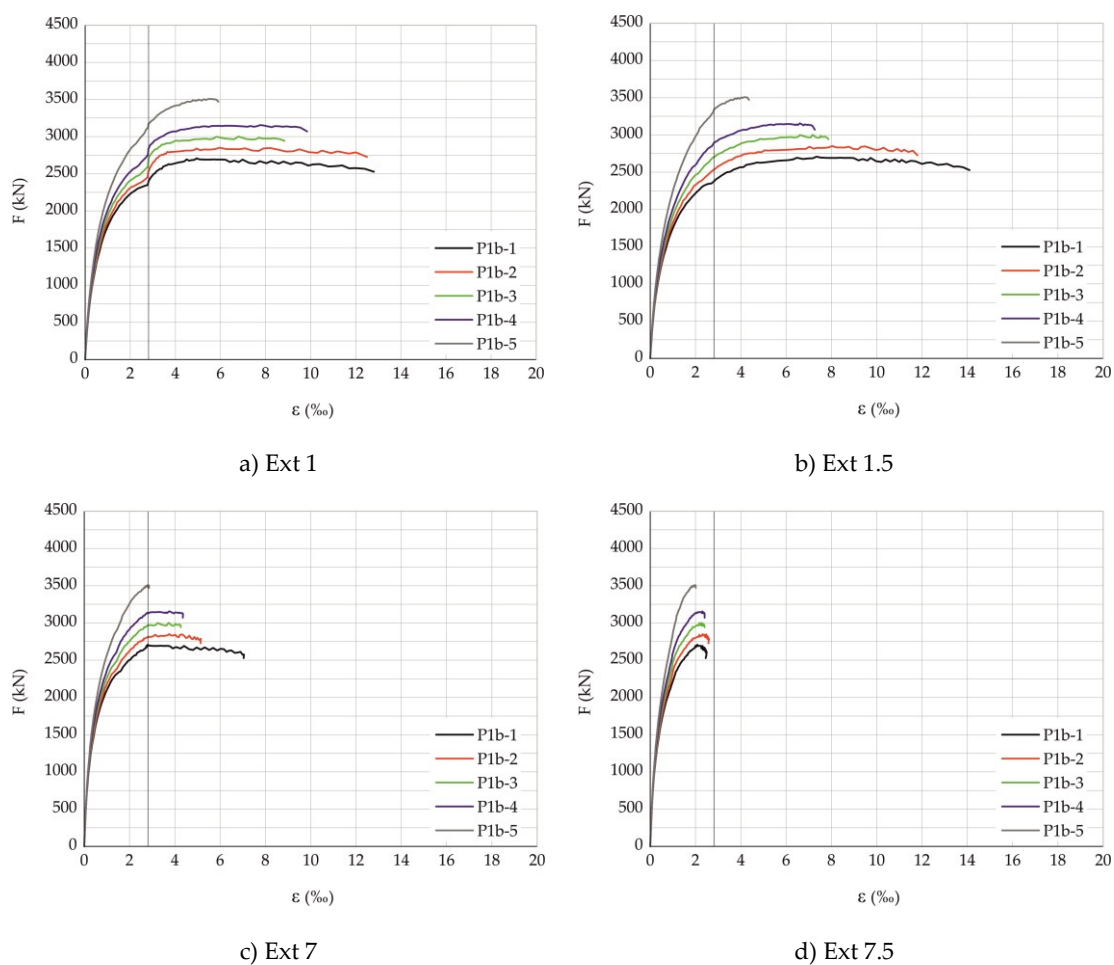


Figura 5.8 - P1b - Curvas força (F) - Deformação (ε).

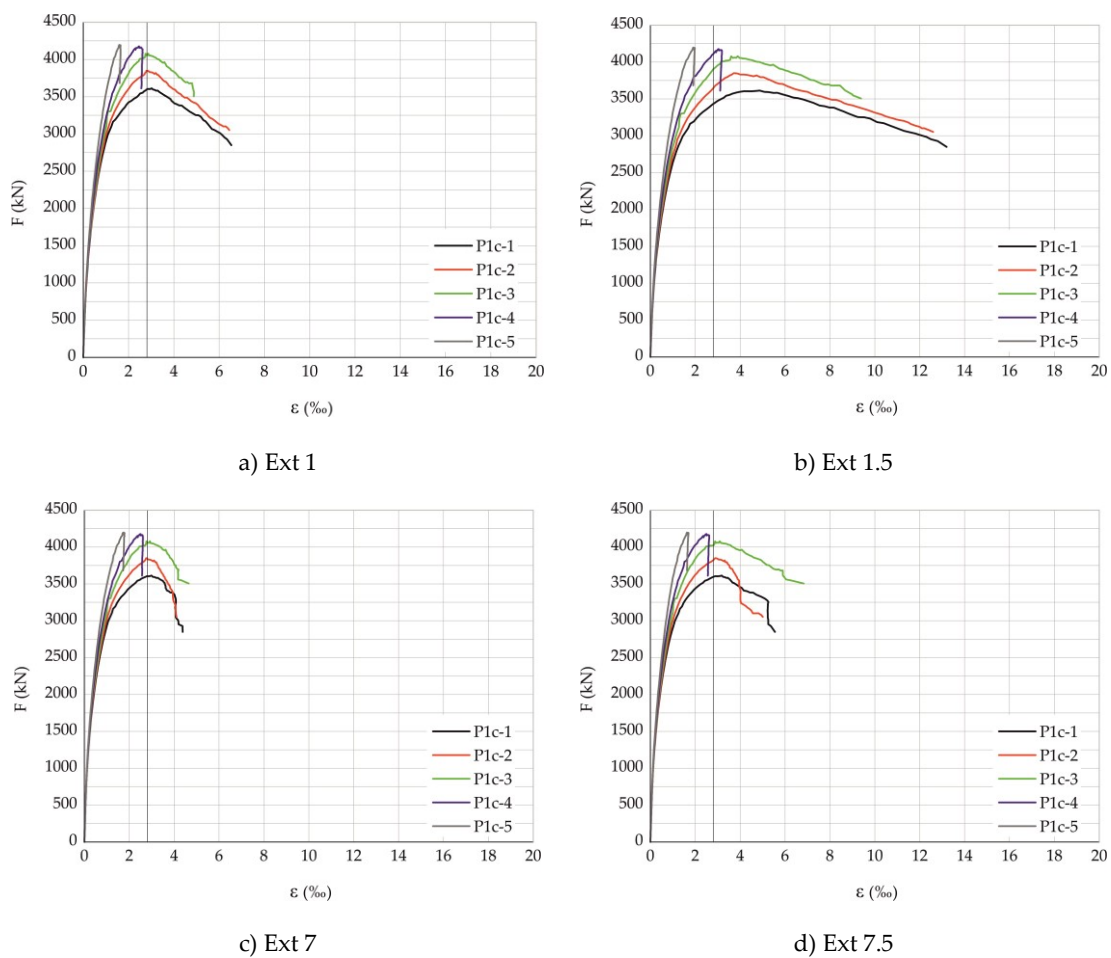


Figura 5.9 - P1c - Curvas força (F) - Deformação (ε).

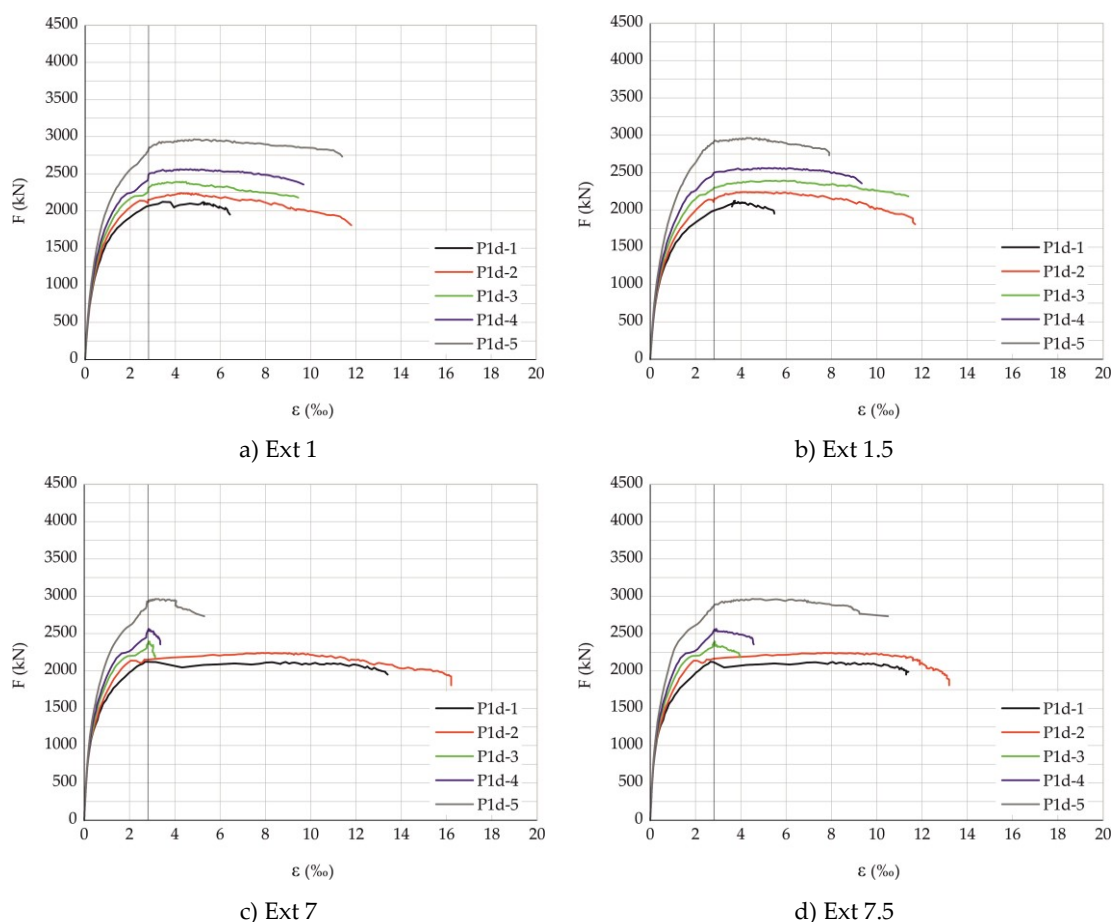


Figura 5.10 - P1d - Curvas força (F) - Deformação (ϵ).

Pelas figuras apresentadas nesta secção (5.2.2.2), observa-se que as extensões entre estribo e hélice são praticamente semelhantes numa fase inicial. Quando começa a atingir a carga última, P_u , uma das armaduras de confinamento começa a ter muito mais extensão do que a outra, podendo nesta última em alguns casos, o acréscimo ser nulo. Na maioria dos casos, acontece ser a hélice a armadura predominante mais solicitada. Podemos constatar que nos estribos a existência de acréscimos consideráveis de extensão após a cedência, são apenas claros nos modelos P1a, P1b, P1c, e P1d, em particular nos prismas em que o diâmetro das cintas é de 6 e 8 mm. Este facto já tinha sido indiciado ao analisar as figuras no ponto 5.2.2.1.

Nos modelos com chapas P1c-4 e 5 (Figura 5.9) é clara a diferença no andamento das curvas Força-Extensão em relação aos prismas P1c-1,2 e 3. Nesses modelos ocorre um tipo de rotura diferente, em que a zona de rotura se situa fora da zona confinada, onde podemos observar uma quebra repentina na extensão das armaduras. Ainda nos modelos P1c da Figura 5.9, observa-se que as extensões, entre a carga última e a rotura dos prismas,

decrecem mais rapidamente do que nos modelos com ancoragem, comportamento este que se observou igualmente para as forças, na curva Força-Deslocamento da Figura 5.1 c).

5.3 Prismas P2, P3 e P4

Nos prismas P2, P3 e P4, a classe de resistência do betão varia, assim como a secção transversal, que aumenta quanto menor for a classe de resistência do betão. A percentagem de armadura varia apenas em função das cintas, já que o estribo é fixo com varão de 10 mm de diâmetro.

5.3.1 Força de Rotura

Na Figura 5.11, apresentam-se os gráficos Força (F)-Deslocamento (d) para os prismas P2, P3 e P4.

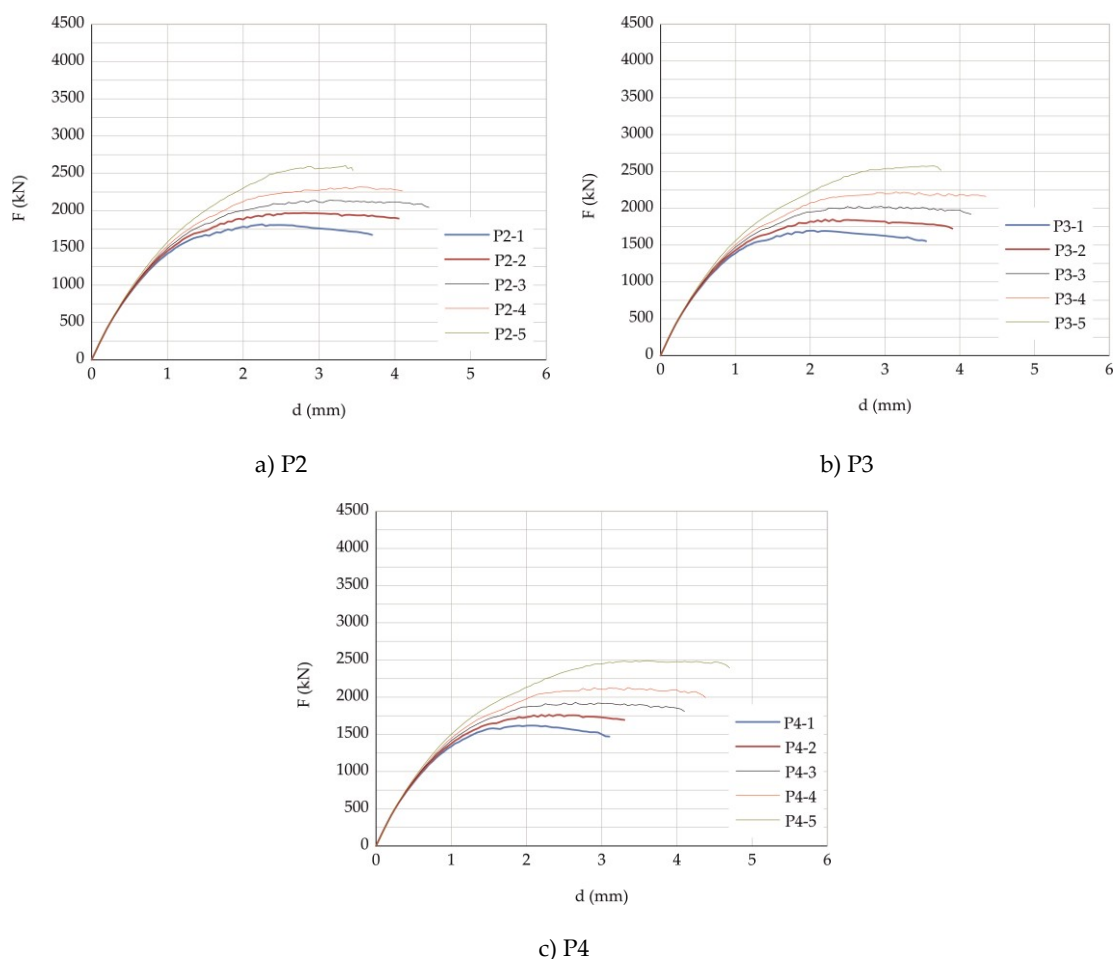


Figura 5.11 – Relações Força-Deslocamento dos prismas P2,P3 e P4.

Pode observar-se pela Figura 5.11 a), b) e c), que o aumento do diâmetro das cintas provoca um aumento da carga última.

Para os modelos com menores resistências à compressão do betão, P2, P3 e P4, temos menores cargas últimas do que nos P1 como seria expetável. Contudo podemos observar nestes modelos a tendência de haver pouco ou quase nenhum decréscimo de carga após ser atingida a carga última, nomeadamente nos prismas em que o diâmetro de hélice é 16 mm.

Na Tabela 5.2 apresentam-se as cargas últimas obtidas na análise numérica dos prismas. Tal como na Tabela 5.1, as percentagens indicadas referem-se à diferença de resultados com os prismas P1a correspondentes.

Tabela 5.2 – Cargas últimas, $P_{u,n}$, obtidas pela análise numérica dos prismas. P2, P3 e P4.

Φ_{cinta} (mm)	P2 (kN)	P3 (kN)	P4 (kN)
6	1817,2 (-22,1%)	1695,1 (-27,3%)	1618,4 (-30,6%)
8	1969,2 (-20,6%)	1847,2 (-25,5%)	1762,4 (-28,9%)
10	2139,2 (-18,5%)	2024,8 (-22,8%)	1930,4 (-26,4%)
12	2318,4 (-16,8%)	2219,2 (-20,3%)	2129,2 (-23,6%)
16	2605,2 (-18,6)	2575,2 (-19,5%)	2491,2 (-22,1%)

5.3.2 Extensão nas Armaduras

5.3.2.1 Variação da Extensão das Armaduras ao Longo da Altura Confinada

Nas Figuras 5.12, 5.13 e 5.14, apresentam-se as extensões nas armaduras ao longo da altura da zona confinada (armadura helicoidal e estribos), para os prismas P2, P3 e P4, respetivamente.

À semelhança do que foi efetuado para o caso dos prismas P1, também neste caso se apresentam as extensões para os dois níveis de carga ($0,8P_{x,c}$ e P_u).

Para qualquer um dos casos analisados, para $0,8P_{x,c}$, a extensão no aço não atinge a cedência em nenhuma armadura, estando muito próximo no prisma P3-1, no Ext 1.5, como se pode observar na Figura 5.13 a).

Igualmente neste caso, para a carga última dos prismas (H2 e E2), a armadura helicoidal é a que apresenta, em geral, maior extensão do que o estribo.

Das 180 extensões registadas na capacidade de carga, 42 atingem efetivamente a cedência aquando da carga última dos prismas, representando 23% dos casos, sendo que destes 39 (93%) correspondem à hélice. De facto, nos prismas P3 e P4, nenhum estribo atinge a cedência na carga última.

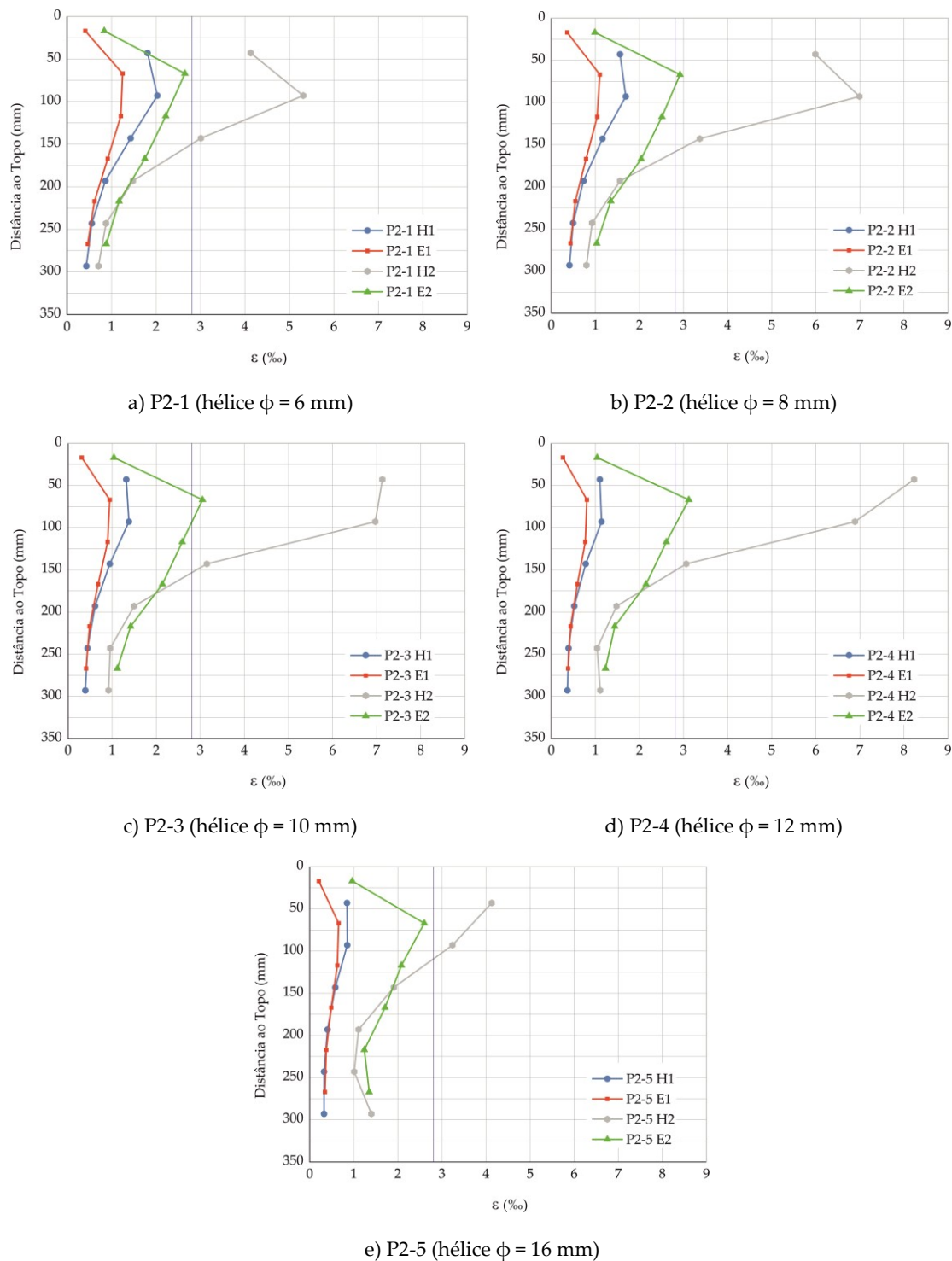
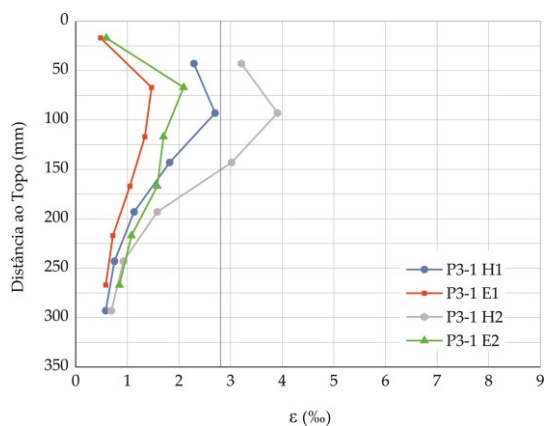
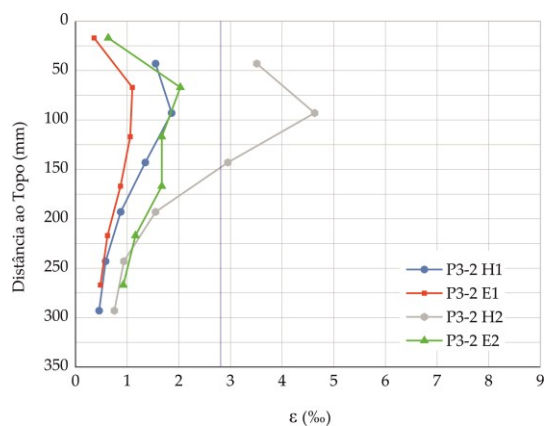


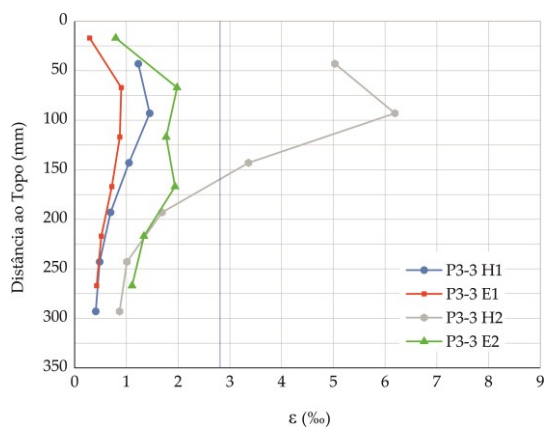
Figura 5.12 - P2 - Extensões nas armaduras ao longo da altura da zona confinada (Casos 1 e 2).



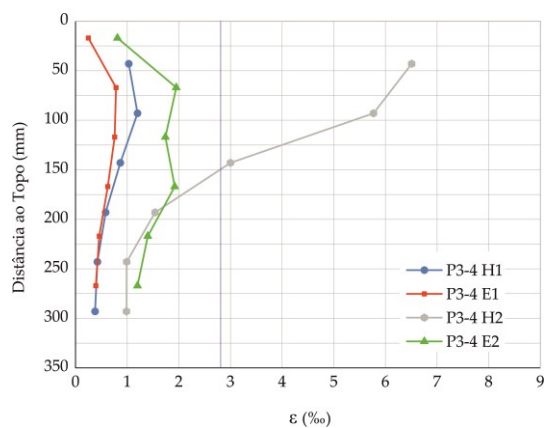
a) P3-1 (hélice $\phi = 6$ mm)



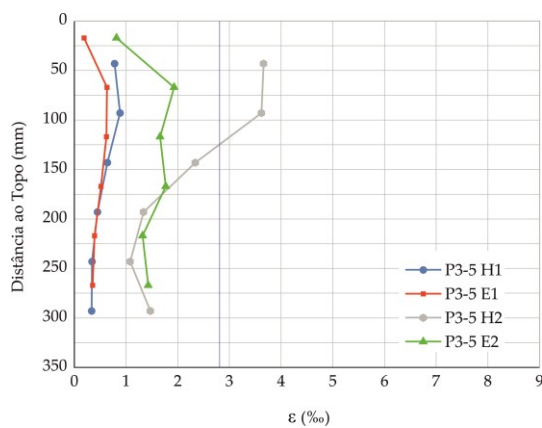
b) P3-2 (hélice $\phi = 8$ mm)



c) P3-3 (hélice $\phi = 10$ mm)

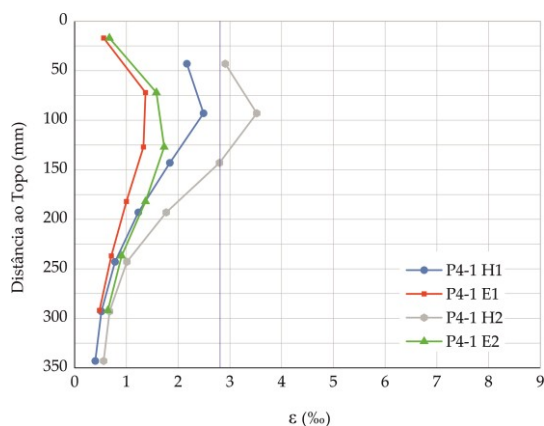


d) P3-4 (hélice $\phi = 12$ mm)

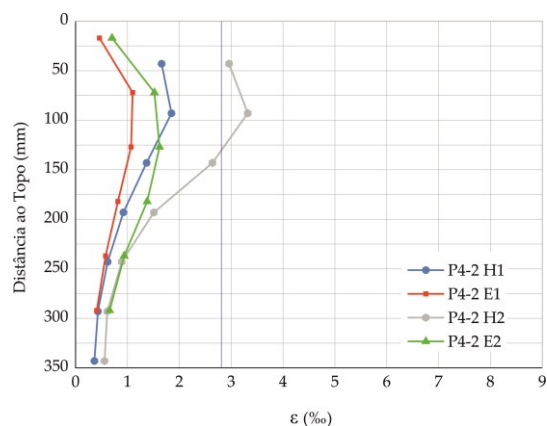


e) P3-5 (hélice $\phi = 16$ mm)

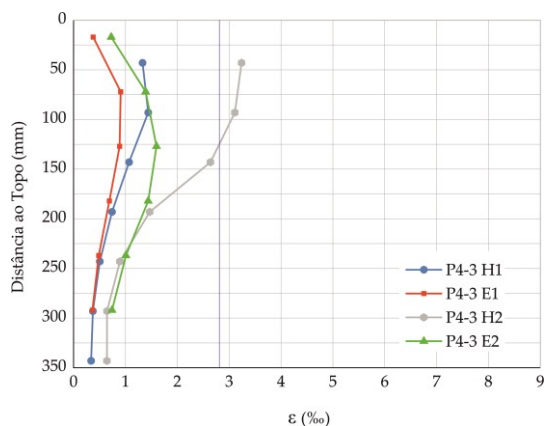
Figura 5.13 - P3 - Extensões nas armaduras ao longo da altura da zona confinada (Casos 1 e 2).



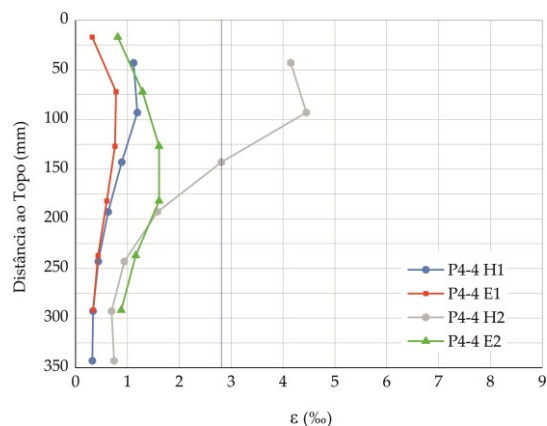
a) P4-1 (hélice $\phi = 6$ mm)



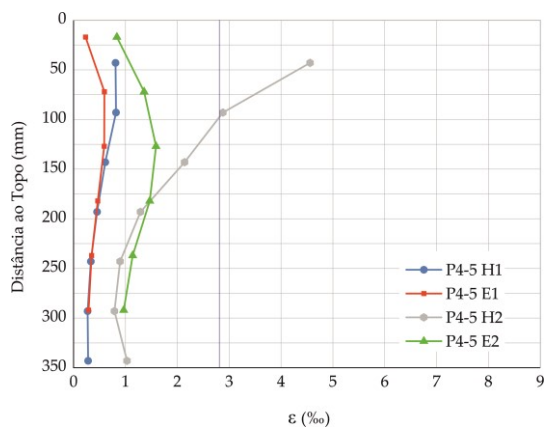
b) P4-2 (hélice $\phi = 8$ mm)



c) P4-3 (hélice $\phi = 10$ mm)



d) P4-4 (hélice $\phi = 12$ mm)



e) P4-5 (hélice $\phi = 16$ mm)

Figura 5.14 - P4 - Extensões nas armaduras ao longo da altura da zona confinada (Casos 1 e 2).

5.3.2.2 Evolução da Extensão com a Carga Aplicada

A evolução da extensão nas armaduras com a carga aplicada nos pontos de monitorização Ext 1, 1.5, 7 e 7.5, para os prismas P2, P3 e P4 apresentam-se nas Figuras 5.15, 5.16 e 5.17, respetivamente.

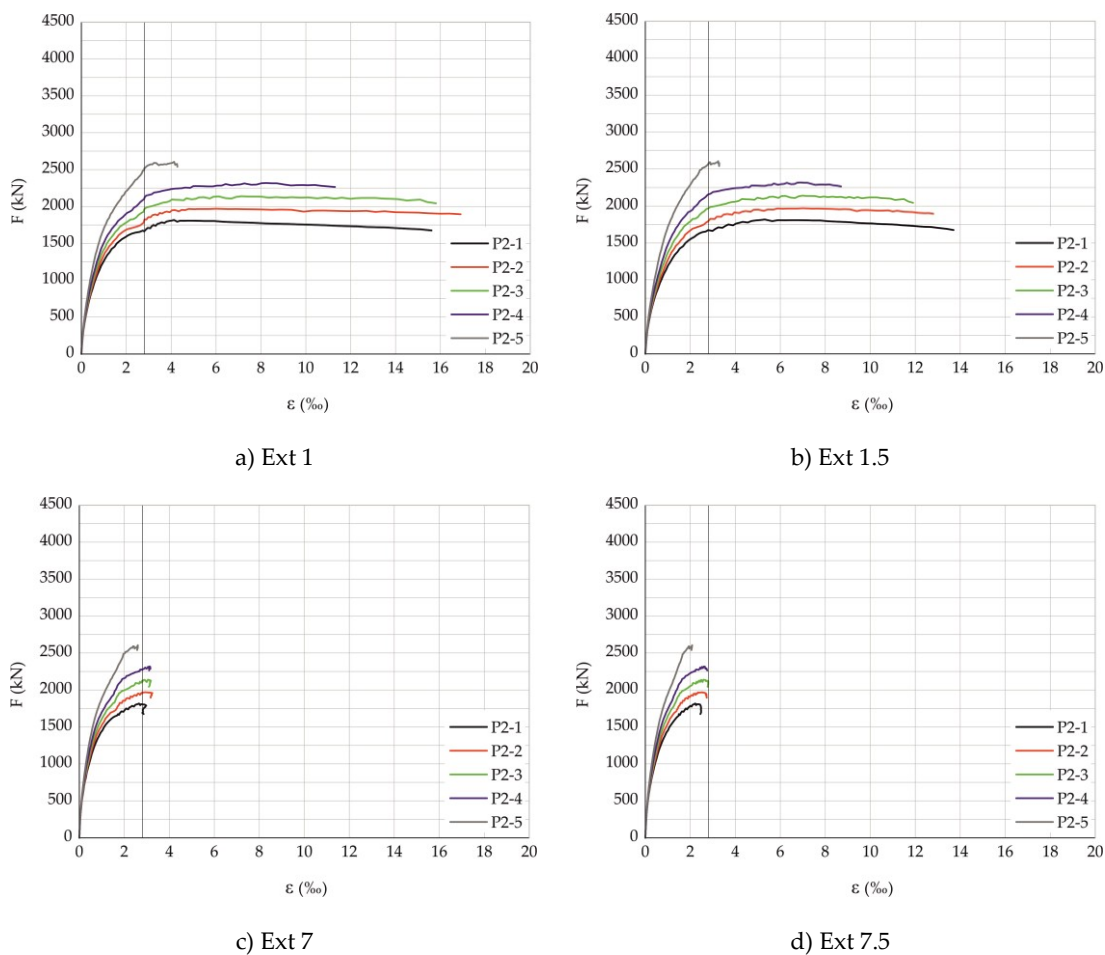


Figura 5.15 - P2 - Curvas Força (F) - Deformação (ε).

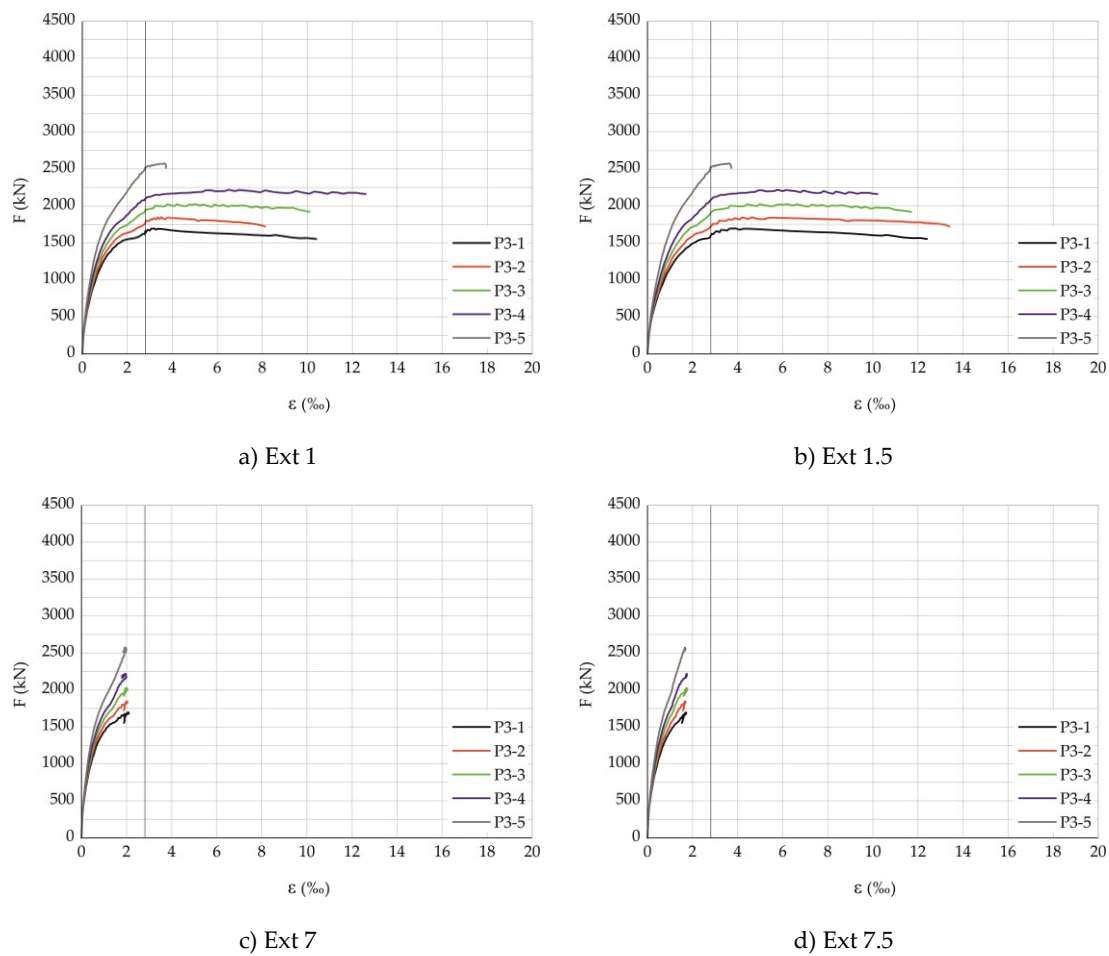


Figura 5.16 - P3 - Curvas Força (F) - Deformação (ε).

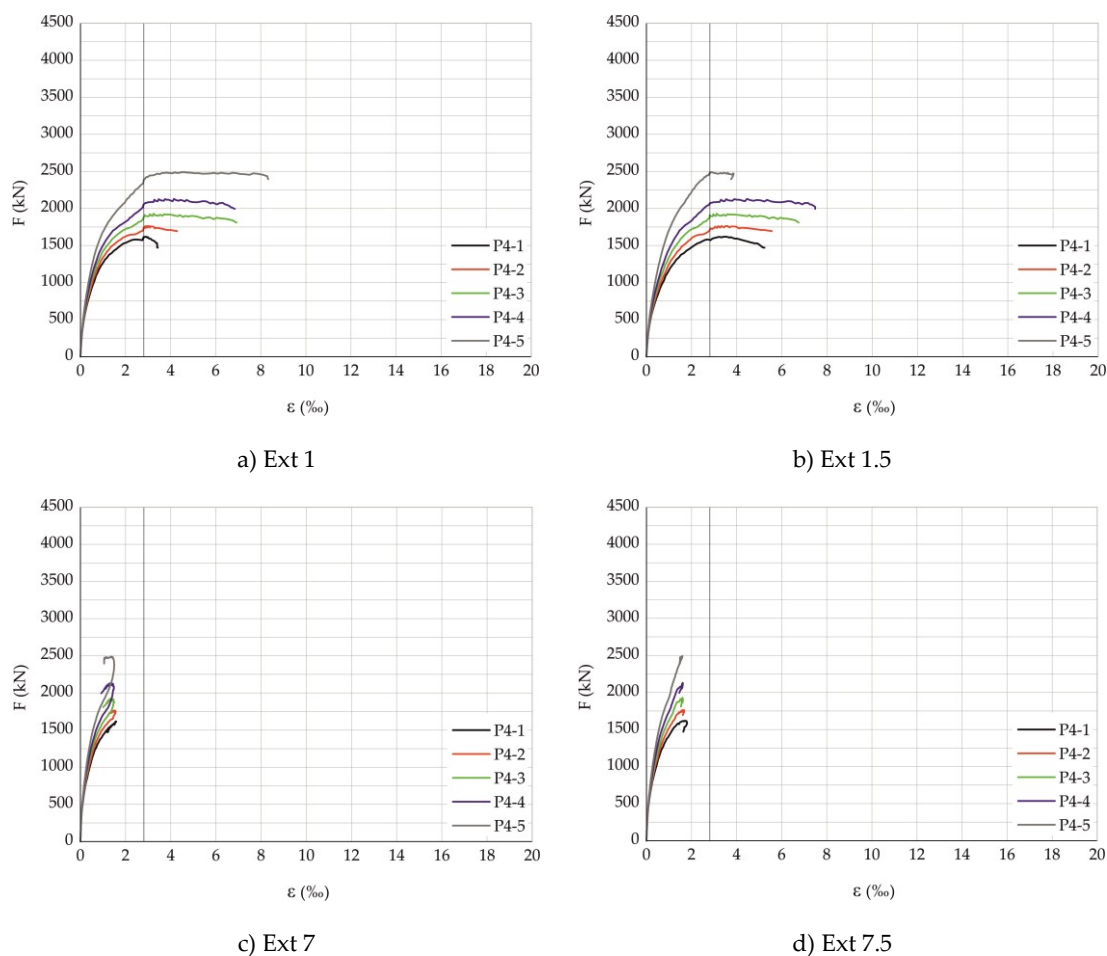


Figura 5.17 - P4- Curvas Força (F) – Deformação (ε).

Analisando os gráficos apresentados nas Figuras 5.15, 5.16 e 5.17 e comparando com os dos modelos P1a (Figura 5.7), podemos constatar que, no caso dos modelos com menor classe de resistência do betão (P2, P3 e P4), o estribo tem menor influência na contribuição do confinamento, chegando a apresentar níveis de extensão muito abaixo da extensão de cedência, para a carga de rotura nos prismas P3 e P4.

Os prismas P2-5 e P3-5, Figura 5.15(a) e b)) e Figura 5.16(a) e b)), respetivamente, pouco ou nada aumentam de extensão depois de se atingir a carga última dos prismas, P_u , mantendo-se a extensão constante até à rotura. O mesmo sucede às extensões nos estribos dos prismas P2, P3 e P4, Ext 7 e 7.5 das Figuras 5.15, 5.16 e 5.17, respetivamente.

5.4 Comentários Gerais sobre as Extensões das Armaduras

Na Figura 5.18 apresentam-se as extensões nas armaduras de confinamento ao longo da altura confinada para vários níveis de carga e para os casos dos prismas P1a-1,

P1a-4 e P1d-1. Os níveis de carga dividem-se em três: caso 1 em que a carga é $0,8P_{u,c}$ (1562,4 kN), caso 2 na qual a carga é a carga última P_u (2785,6, 2331,6 e 2119,2 kN, para os prismas P1a-4, P1a-1 e P1d-1, respetivamente) e o caso 3, em que se escolheu uma carga intermédia que melhor reflita um comportamento intermédio entre os casos 1 e 2, sendo essa carga de 2331,6, 2316,0 e 2045,0 kN, para os prismas P1a-4, P1a-1 e P1d-1, respetivamente.

O prisma P1a-4 corresponde ao caso geral em que a hélice apresenta maiores extensões na carga última. Os prismas P1a-1 e P1d-1 são casos especiais em que, no primeiro, a hélice e o estribo apresentam valores de extensão da mesma ordem de grandeza, e no segundo o estribo apresenta extensões muito superiores à da hélice.

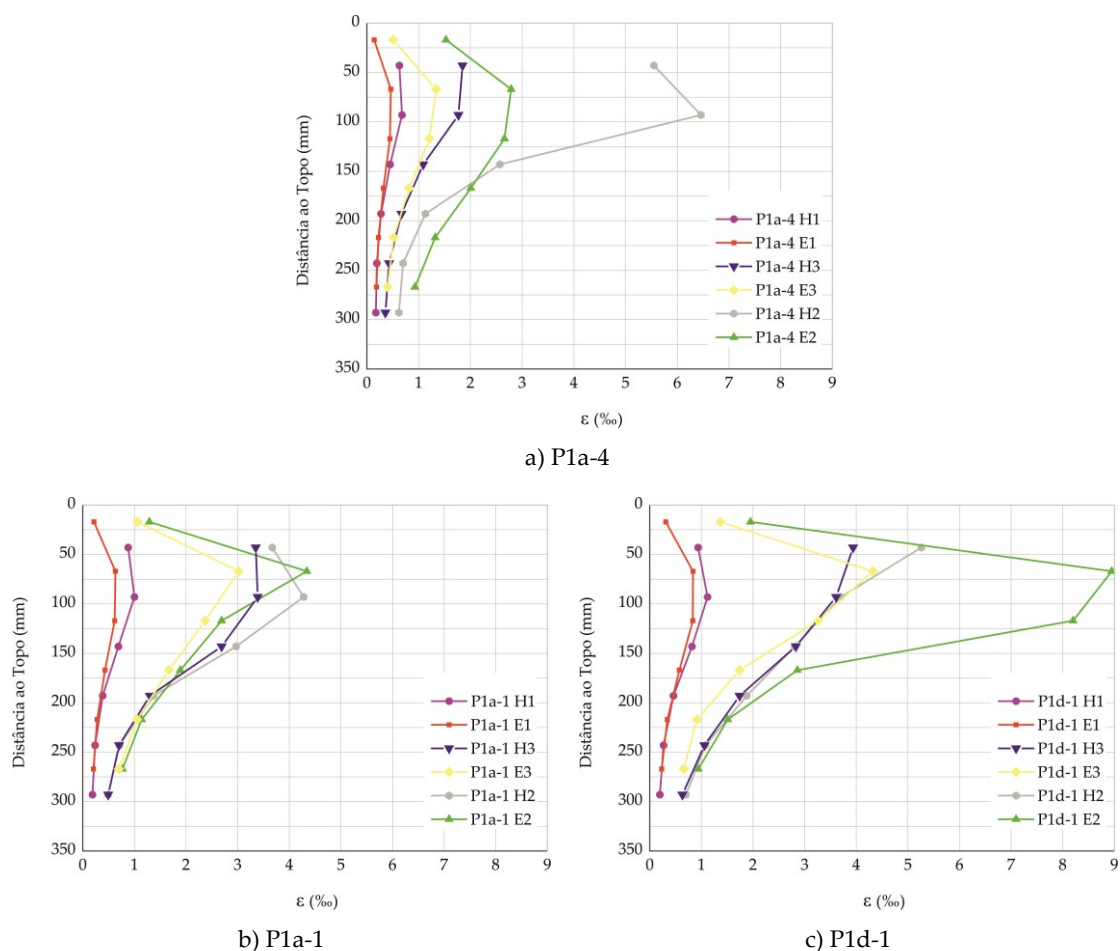


Figura 5.18 – Evolução das extensões nas armaduras de confinamento ao longo da altura confinada, com a carga aplicada.

A evolução das extensões nas armaduras de confinamento é semelhante na maioria dos casos. Na fase inicial, para o nível de cargas de serviço, as extensões dos estribos

são da mesma ordem de grandeza das extensões na armadura helicoidal, sendo estas últimas as mais solicitadas.

Com o aumento da carga, a diferença entre as extensões na hélice e no estribo aumenta, sendo esta diferença mais acentuada na metade superior da altura confinada.

No caso particular do prisma P1d-1 verifica-se que perto da carga última, a extensão no estribo aumenta bruscamente, possivelmente devido à abertura de uma fenda junto ao ponto de monitorização. Esta conclusão pode ser comprovada pela observação dos gráficos das Figuras 5.6 e 5.10.

Nos modelos em que o betão tem maior classe de resistência, nomeadamente nos modelos P1, observa-se que ao comparar as extensões quando se encontra instalada uma força equivalente a 80% da força dos cabos de pré-esforço, $P_{x,c}$ (H1 e E1), as extensões são muito próximas entre si ao longo da distância à face superior dos prismas. Já nos outros modelos de menor classe de resistência do betão, existe uma maior diferença entre as cintas e os estribos. Isto pode dever-se ao facto da capacidade de carga para os P2, P3 e P4 estar próxima de 80% $P_{x,c}$. Contudo, para qualquer um dos casos analisados, as armaduras não entram em cedência para essa mesma carga, estando mais próximo no prisma P3-1, no Ext 1.5, como podemos observar na Figura 5.13a).

Na maioria dos modelos analisados, para a carga última é a armadura helicoidal que apresenta maiores extensões. São exceções os modelos P1a-1, P1d-1 e P1d-2. No prisma P1a-1, a extensão máxima verifica-se num estribo, mas as extensões das duas armaduras são muito semelhantes. Nos prismas P1d-1 e P1d-2, é o estribo que apresenta maior extensão, mas com uma diferença significativa em relação às extensões verificadas na hélice.

Para o mesmo valor de carga, é o segundo nível da armadura helicoidal (Ext 1.5, a 90 mm do topo) que, em geral, apresenta as maiores extensões. São exceções os prismas P1a-5, P1b-4, P1b-5, P1d-5, P2-3, P2-4, P2-5, P3-4, P3-5 e P4-5, que correspondem a 29% dos modelos para os quais se efetuaram análises não lineares. Nestes, é o primeiro nível da armadura helicoidal que apresenta maiores extensões.

Considerando a totalidade dos prismas estudados, observa-se que das 420 extensões registadas, 117 atingem efetivamente a cedência para a carga última dos prismas, representando 28% dos casos. Outro dado relevante a reter é o facto de, no caso dos estribos, apenas 7% (31) das armaduras entraram em cedência, perfazendo 26% das armaduras que entraram em cedência na carga última.

Se a armadura helicoidal é a predominante por apresentar maiores valores de extensão, nos níveis inferiores 4 e 5, em geral, a extensão instalada nos estribos para a carga última P_u , é superior à hélice. Nestes níveis as armaduras nunca atingem cedência. Para o caso P1d-1 e P1d-2, ocorre a situação contrária, sendo os estribos predominantes nos níveis 1 e 2, e a hélice nos níveis 3 e 4, com maior diferença de valores nesses últimos níveis.

Comparando os casos com armadura semelhante, observa-se em geral que a hélice atinge maiores extensões em P_u , tanto maior quanto menor for o diâmetro do seu varão. Para o conjunto de prismas P1d ocorre o inverso, ou seja, quanto menor for o diâmetro da hélice, maior é a extensão no estribo.

5.5 Comparação dos Resultados com as Equações Propostas por outros Autores.

Como constatado anteriormente, tem havido um esforço por parte de alguns autores para formular uma expressão que permita prever a capacidade de carga de provetes semelhantes aos estudados nesta dissertação. Algumas expressões foram propostas, sendo as de maior relevância e melhores resultados, as apresentadas por Breen et al. (1991) e Bonetti (2005), já enunciadas nos pontos 2.2.6 e 2.2.9 (Marchão, 2015). Apresenta-se ainda a equação proposta por Wollmann e Roberts-Wollmann (2000), já mencionada em 2.2.7, semelhante à de Breen et al. (1991).

5.5.1 Breen et al. (1991)

Na Tabela 5.3 apresenta-se a comparação entre os resultados da análise numérica $P_{u,n}$ e os da equação (2.9) (Breen et al., 1991) $P_{u,RW}$.

Tabela 5.3 - Previsão da carga última de acordo com a equação (2.9) de Breen et al. (1991).

Prisma	Hélice			Estritos			A_{core} (mm ²)	$P_{u,RW}$ (kN)	$P_{u,n}$ (kN)	$P_{u,n} / P_{u,RW}$
	f_{lat} (MPa)	$\left(1 - \frac{s}{D}\right)^2$	P_s (kN)	f_{lat} (MPa)	$\left(1 - \frac{s}{D}\right)^2$	P_s (kN)				
P1a-1	3,14	0,57	233,7	3,60	0,63	299,4	32047	2299,1	2331,6	1,01
P1a-2	5,48	0,57	429,1	3,60	0,63	311,4	33329	2506,5	2479,6	0,99
P1a-3	8,39	0,58	691,8	3,60	0,63	323,6	34636	2781,4	2623,2	0,94
P1a-4	11,86	0,59	1027,1	3,60	0,63	336,0	35968	3129,1	2785,6	0,89
P1a-5	20,32	0,60	1936,1	3,60	0,63	361,6	38708	4063,7	3198,8	0,79

Prisma	Hélice			Estribos			A_{core} (mm ²)	$P_{u,RW}$ (kN)	$P_{u,n}$ (kN)	$P_{u,n} / P_{u,RW}$
	f_{lat} (MPa)	$\left(1 - \frac{s}{D}\right)^2$	P_s (kN)	f_{lat} (MPa)	$\left(1 - \frac{s}{D}\right)^2$	P_s (kN)				
P1b-1	3,14	0,57	233,7	9,21	0,63	766,4	32047	2766,1	2708,4	0,98
P1b-2	5,48	0,57	429,1	9,21	0,63	797,1	33329	2992,2	2850,8	0,95
P1b-3	8,39	0,58	691,8	9,21	0,63	828,3	34636	3286,2	3001,6	0,91
P1b-4	11,86	0,59	1027,1	9,21	0,63	860,2	35968	3653,3	3155,6	0,86
P1b-5	20,32	0,60	1936,1	9,21	0,63	925,7	38708	4627,8	3507,2	0,76
P1c-1	3,14	0,57	233,7	3,60	0,63	299,4	32047	2299,1	3612,0	1,57
P1c-2	5,48	0,57	429,1	3,60	0,63	311,4	33329	2506,5	3848,0	1,54
P1c-3	8,39	0,58	691,8	3,60	0,63	323,6	34636	2781,4	4079,2	1,47
P1c-4	11,86	0,59	1027,1	3,60	0,63	336,0	35968	3129,1	4175,6	1,33
P1c-5	20,32	0,60	1936,1	3,60	0,63	361,6	38708	4063,7	4196,4	1,03
P1d-1	3,14	0,57	233,7	1,29	0,63	107,8	32047	2107,5	2119,2	1,01
P1d-2	5,48	0,57	429,1	1,29	0,63	112,1	33329	2307,2	2240,8	0,97
P1d-3	8,39	0,58	691,8	1,29	0,63	116,5	34636	2574,3	2393,6	0,93
P1d-4	11,86	0,59	1027,1	1,29	0,63	121,0	35968	2914,1	2562,4	0,88
P1d-5	20,32	0,60	1936,1	1,29	0,63	130,2	38708	3832,3	2964,8	0,77
P2-1	3,14	0,57	233,7	3,60	0,63	299,4	32047	1617,8	1817,2	1,12
P2-2	5,48	0,57	429,1	3,60	0,63	311,4	33329	1825,1	1969,2	1,08
P2-3	8,39	0,58	691,8	3,60	0,63	323,6	34636	2100,1	2139,2	1,02
P2-4	11,86	0,59	1027,1	3,60	0,63	336,0	35968	2447,8	2318,4	0,95
P2-5	20,32	0,60	1936,1	3,60	0,63	361,6	38708	3382,4	2605,2	0,77
P3-1	2,91	0,59	264,5	3,39	0,65	338,4	37325	1605,7	1695,1	1,06
P3-2	5,08	0,60	484,0	3,39	0,65	350,9	38708	1837,7	1847,2	1,01
P3-3	7,80	0,61	777,9	3,39	0,65	363,7	40115	2144,3	2024,8	0,94
P3-4	11,03	0,61	1151,2	3,39	0,65	376,6	41548	2530,7	2219,2	0,88
P3-5	18,96	0,62	2157,6	3,39	0,65	403,3	44488	3563,7	2575,2	0,72

Prisma	Hélice			Estribos			A_{core} (mm ²)	$P_{u,RW}$ (kN)	$P_{u,n}$ (kN)	$P_{u,n} / P_{u,RW}$
	f_{lat} (MPa)	$\left(1 - \frac{s}{D}\right)^2$	P_s (kN)	f_{lat} (MPa)	$\left(1 - \frac{s}{D}\right)^2$	P_s (kN)				
P4-1	2,67	0,62	303,4	2,86	0,65	337,0	44488	1615,7	1618,4	1,00
P4-2	4,66	0,63	553,3	2,86	0,65	348,4	45996	1877,0	1762,4	0,94
P4-3	7,16	0,63	886,3	2,86	0,65	360,0	47529	2221,6	1930,4	0,87
P4-4	10,15	0,64	1307,6	2,86	0,65	371,8	49087	2654,7	2129,2	0,80
P4-5	17,49	0,65	2436,3	2,86	0,65	396,0	52279	3807,6	2491,2	0,65

5.5.2 Wollmann e Roberts-Wollmann (2000)

A equação (2.10) proposta por Wollmann e Roberts-Wollmann (2000) é muito semelhante à (2.9) (Breen et al., 1991). A equação, inclui um fator η , que pretende corrigir a equação, baseada em chapas, para a utilização em ancoragens, podendo variar tipicamente entre 0,85 e 0,95.

Na Tabela 5.4 apresenta-se a comparação entre os resultados da análise numérica $P_{u,n}$ e os da equação (2.10) (Wollmann e Roberts-Wollmann, 2000), $P_{u,WW}$. Neste caso escolheu-se um valor de η de 1 (prismas com chapa de apoio) e 0,82, sendo este último o que melhor calibra a equação (2.10), para este caso.

Tabela 5.4 - Previsão da carga última de acordo com a equação (2.10) de Wollmann e Roberts-Wollmann (2000).

Prisma	Hélice			Estribos			$P_{u,WW}$ (kN)		$P_{u,n}$ (kN)	$P_{u,n} / P_{u,WW}$	
	f_{lat}	A_{core}	P_s	f_{lat}	A_{core}	P_s	$\eta=1,00$	$\eta=0,82$		$\eta=1,00$	$\eta=0,82$
	(MPa)	(mm²)	(kN)	(MPa)	(mm²)	(kN)					
P1a-1	3,14	14616	188,2	7,19	26483	781,1	2735,3	2242,9	2331,6	0,85	1,04
P1a-2	5,48	15583	349,8	7,19	26483	781,1	2896,9	2375,5	2479,6	0,86	1,04
P1a-3	8,39	16576	570,4	7,19	26483	781,1	3117,5	2556,3	2623,2	0,84	1,03
P1a-4	11,86	17594	855,5	7,19	26483	781,1	3402,6	2790,1	2785,6	0,82	1,00
P1a-5	20,32	19705	1642,0	7,19	26483	781,1	4189,0	3435,0	3198,8	0,76	0,93

Prisma	Hélice			Estribos			$P_{u,WW}$ (kN)		$P_{u,n}$ (kN)	$P_{u,n} / P_{u,WW}$	
	f_{lat}	A_{core}	P_s	f_{lat}	A_{core}	P_s	$\eta=1,00$	$\eta=0,82$		$\eta=1,00$	$\eta=0,82$
	(MPa)	(mm ²)	(kN)	(MPa)	(mm ²)	(kN)					
P1b-1	3,14	14616	188,2	18,42	26483	1999,5	3953,8	3242,1	2708,4	0,69	0,84
P1b-2	5,48	15583	349,8	18,42	26483	1999,5	4115,4	3374,6	2850,8	0,69	0,84
P1b-3	8,39	16576	570,4	18,42	26483	1999,5	4335,9	3555,5	3001,6	0,69	0,84
P1b-4	11,86	17594	855,5	18,42	26483	1999,5	4498,3*	3789,2	3155,6	0,70	0,83
P1b-5	20,32	19705	1642,0	18,42	26483	1999,5	4498,3*	4434,2	3507,2	0,78	0,79
P1c-1	3,14	14616	188,2	7,19	26483	781,1	2735,3	-	3612,0	1,32	-
P1c-2	5,48	15583	349,8	7,19	26483	781,1	2896,9	-	3848,0	1,33	-
P1c-3	8,39	16576	570,4	7,19	26483	781,1	3117,5	-	4079,2	1,31	-
P1c-4	11,86	17594	855,5	7,19	26483	781,1	3402,6	-	4175,6	1,23	-
P1c-5	20,32	19705	1642,0	7,19	26483	781,1	4189,0	-	4196,4	1,00	-
P1d-1	3,14	14616	188,2	2,59	26483	281,2	2235,4	1833,0	2119,2	0,95	1,16
P1d-2	5,48	15583	349,8	2,59	26483	281,2	2397,0	1965,6	2240,8	0,93	1,14
P1d-3	8,39	16576	570,4	2,59	26483	281,2	2617,6	2146,4	2393,6	0,91	1,12
P1d-4	11,86	17594	855,5	2,59	26483	281,2	2902,7	2380,2	2562,4	0,88	1,08
P1d-5	20,32	19705	1642,0	2,59	26483	281,2	3689,2	3025,1	2964,8	0,80	0,98
P2-1	3,14	14616	188,2	7,19	26483	781,1	2054,0	1684,3	1817,2	0,88	1,08
P2-2	5,48	15583	349,8	7,19	26483	781,1	2215,6	1816,8	1969,2	0,89	1,08
P2-3	8,39	16576	570,4	7,19	26483	781,1	2436,1	1997,6	2139,2	0,88	1,07
P2-4	11,86	17594	855,5	7,19	26483	781,1	2721,2	2231,4	2318,4	0,85	1,04
P2-5	20,32	19705	1642,0	7,19	26483	781,1	2762,9*	2762,9*	2605,2	0,94	0,94
P3-1	2,91	18637	222,4	6,78	30270	841,3	2066,5	1694,5	1695,1	0,82	1,00
P3-2	5,08	19705	410,5	6,78	30270	841,3	2254,6	1848,8	1847,2	0,82	1,00
P3-3	7,80	20798	665,0	6,78	30270	841,3	2417,5*	2057,5	2024,8	0,84	0,98
P3-4	11,03	21917	991,5	6,78	30270	841,3	2417,5*	2325,2	2219,2	0,92	0,95
P3-5	18,96	24229	1883,2	6,78	30270	841,3	2417,5*	2417,5*	2575,2	1,07	1,07

Prisma	Hélice			Estribos			$P_{u,WW}$ (kN)		$P_{u,n}$ (kN)	$P_{u,n} / P_{u,WW}$	
	f_{lat}	A_{core}	P_s	f_{lat}	A_{core}	P_s	$\eta=1,00$	$\eta=0,82$		$\eta=1,00$	$\eta=0,82$
	(MPa)	(mm ²)	(kN)	(MPa)	(mm ²)	(kN)					
P4-1	2,67	24229	264,8	5,72	35670	836,9	2077,0	1703,1	1618,4	0,78	0,95
P4-2	4,66	25423	485,8	5,72	35670	836,9	2158,5*	1884,4	1762,4	0,82	0,94
P4-3	7,16	26642	782,6	5,72	35670	836,9	2158,5*	2127,7	1930,4	0,89	0,91
P4-4	10,15	27886	1160,7	5,72	35670	836,9	2158,5*	2158,5*	2129,2	0,99	0,99
P4-5	17,49	30449	2183,2	5,72	35670	836,9	2158,5*	2158,5*	2491,2	1,15	1,15

*Prismas em que $P_{u,WW}$ atingiu o limite $3f_cA_b$

5.5.3 Bonetti (2005)

Outra expressão que se considera relevante para a comparação de resultados é a da equação (2.14) proposta por Bonetti (2005). Esta expressão tem a particularidade de considerar a resistência à tração do betão. Esta característica já tinha sido mencionada como relevante para o funcionamento dos provetes quando submetidos a ensaios de carga à compressão (Ahmed et al., 1998) e para a previsão da carga de fendilhação desses mesmos ensaios (Bonetti et al., 2014).

Na Tabela 5.5 apresenta-se a comparação entre os resultados da análise numérica $P_{u,n}$ e os da equação (2.14) (Bonetti, 2005), $P_{u,B}$.

Tabela 5.5 - Previsão da carga última de acordo com a equação (2.14) de Bonetti (2005).

Prisma	Hélice	Estribos		m_r	a'/a	β	α	$P_{u,B}$ (kN)	$P_{u,n}$ (kN)	$P_{u,n} / P_{u,B}$
	f_{lat} (MPa)	f_{lat} (MPa)								
P1a-1	3,34	7,83	3,28	0,68	0,147	1,0	3081,9	2331,6	0,76	
P1a-2	5,94	7,83	2,82	0,68	0,147	1,0	3230,1	2479,6	0,77	
P1a-3	9,28	7,83	2,39	0,68	0,147	1,0	3382,2	2623,2	0,78	
P1a-4	13,36	7,83	2,01	0,68	0,147	1,0	3527,0	2785,6	0,79	
P1a-5	23,75	7,83	1,44	0,68	0,147	1,0	3774,3	3198,8	0,85	

Prisma	Hélice f_{lat} (MPa)	Estribos f_{lat} (MPa)	m_r	a'/a	β	α	$P_{u,B}$ (kN)	$P_{u,n}$ (kN)	$P_{u,n} / P_{u,B}$
P1b-1	3,34	21,18	1,78	0,68	0,147	1,0	3621,5	2708,40	0,75
P1b-2	5,94	21,18	1,64	0,68	0,147	1,0	3684,0	2850,80	0,77
P1b-3	9,28	21,18	1,48	0,68	0,147	1,0	3753,4	3001,60	0,80
P1b-4	13,36	21,18	1,33	0,68	0,147	1,0	3824,7	3155,60	0,83
P1b-5	23,75	21,18	1,05	0,68	0,147	1,0	3960,4	3507,20	0,89
P1c-1	3,34	7,83	3,28	0,68	0,147	1,0	3081,9	3612,0	1,17
P1c-2	5,94	7,83	2,82	0,68	0,147	1,0	3230,1	3848,0	1,19
P1c-3	9,28	7,83	2,39	0,68	0,147	1,0	3382,2	4079,2	1,21
P1c-4	13,36	7,83	2,01	0,68	0,147	1,0	3527,0	4175,6	1,18
P1c-5	23,75	7,83	1,44	0,68	0,147	1,0	3774,3	4196,4	1,11
P1d-1	3,34	2,72	4,84	0,68	0,147	1,0	2668,7	2119,20	0,79
P1d-2	5,94	2,72	3,90	0,68	0,147	1,0	2903,8	2240,80	0,77
P1d-3	9,28	2,72	3,12	0,68	0,147	1,0	3132,5	2393,60	0,76
P1d-4	13,36	2,72	2,51	0,68	0,147	1,0	3339,1	2562,40	0,77
P1d-5	23,75	2,72	1,67	0,68	0,147	1,0	3669,2	2964,80	0,81
P2-1	3,34	7,83	2,34	0,68	0,147	1,0	2088,2	1817,2	0,87
P2-2	5,94	7,83	1,97	0,68	0,147	1,0	2177,4	1969,2	0,90
P2-3	9,28	7,83	1,63	0,68	0,147	1,0	2264,1	2139,2	0,94
P2-4	13,36	7,83	1,35	0,68	0,147	1,0	2342,4	2318,4	0,99
P2-5	23,75	7,83	0,94	0,68	0,147	1,0	2467,4	2605,2	1,06
P3-1	3,08	7,34	2,22	0,64	0,165	1,0	2010,9	1695,1	0,84
P3-2	5,48	7,34	1,86	0,64	0,165	1,0	2100,3	1847,2	0,88
P3-3	8,56	7,34	1,55	0,64	0,165	1,0	2187,6	2024,8	0,93
P3-4	12,32	7,34	1,28	0,64	0,165	1,0	2266,7	2219,2	0,98
P3-5	21,90	7,34	0,89	0,64	0,165	1,0	2393,5	2575,2	1,08

Prisma	Hélice	Estribos	m_r	a'/a	β	α	$P_{u,B}$ (kN)	$P_{u,n}$ (kN)	$P_{u,n} / P_{u,B}$
	f_{lat} (MPa)	f_{lat} (MPa)							
P4-1	2,81	6,16	2,28	0,59	0,189	1,0	2030,2	1618,4	0,80
P4-2	4,99	6,16	1,90	0,59	0,189	1,0	2137,4	1762,4	0,82
P4-3	7,80	6,16	1,57	0,59	0,189	1,0	2241,9	1930,4	0,86
P4-4	11,23	6,16	1,29	0,59	0,189	1,0	2336,6	2129,2	0,91
P4-5	19,96	6,16	0,89	0,59	0,189	1,0	2488,3	2491,2	1,00

5.5.4 Comparação dos Resultados

A média (μ), desvio padrão (σ) e coeficiente de variação (C_v) dos quocientes $P_{u,n} / P_{u,Previsto}$ para os autores analisados e para os diferentes casos, são apresentados para os prismas com ancoragem na Tabela 5.6 e para os de chapa na Tabela 5.7.

Tabela 5.6 - Média, desvio padrão e coeficiente de variação dos quocientes $P_{u,n} / P_{u,Previsto}$ dos autores analisados, para os modelos com ancoragens.

Autor	μ	σ	C_v
Breen	0,94	0,11	0,12
Wollmann ($\eta=0,82$)	1,00	0,10	0,10
Bonetti	0,83	0,09	0,11

Tabela 5.7 - Média, desvio padrão e coeficiente de variação dos quocientes $P_{u,n} / P_{u,Previsto}$ dos autores analisados, para os modelos com chapas.

Autor	μ	σ	C_v
Breen	1,47	0,22	0,15
Wollmann ($\eta=1,00$)	1,31	0,14	0,11
Bonetti	1,18	0,04	0,03

5.5.4.1 Chapas

Para os modelos P1c, os resultados das análises numéricas são muito superiores aos das equações propostas pelos autores analisados. De facto, só para o modelo P1c-5, quando previsto pela equação (2.10) (Wollmann e Roberts-Wollmann, 2000) se obtém um resultado razoável quando se utiliza um fator de correção de 1,00, para o caso com chapas.

Os modelos com chapas dão quocientes $P_{u,n} / P_{u,Previsto}$ muito conservativos, sendo a expressão de Bonetti (2005) a que dá quocientes mais aceitáveis.

5.5.4.2 Ancoragens

Podemos observar que para a equação proposta por Breen et al. (1991), quanto maior for o diâmetro da hélice, piores são os resultados, exceto para o caso P2. É importante referir que quando esta equação foi proposta, utilizava-se apenas um tipo de armadura de confinamento, ou hélice ou estribos, e nunca era comum a combinação dos dois.

Também se observa que quanto maior for o diâmetro da hélice, menos conservativa fica a previsão da carga última, pois o quociente $P_{u,n} / P_{u,Previsto}$ diminui com o aumento do diâmetro da hélice, e é abaixo de 1, para os casos de maior diâmetro da armadura helicoidal. Este facto também se verifica para a equação proposta por Wollmann e Roberts-Wollmann (2000), com exceção dos prismas P4, e para a equação proposta por Bonetti (2005).

Entre os três autores analisados, Bonetti (2005) é o que apresenta os resultados menos conservativos. O facto da sua expressão ter sido aferida utilizando resultados de ensaios em prismas com chapas e com uma relação A/A' de 4, bastante diferente da relação A/A' dos prismas utilizados nesta dissertação (que varia entre 2,1 e 2,8) pode justificar esta diferença.

Os quocientes $P_{u,n} / P_{u,Previsto}$ obtidos utilizando a formulação de Wollmann e Roberts-Wollmann (2000) são bem calibrados com o fator de correção de 0,82 (modelos com ancoragens). Quando aplicado o fator de correção obtêm-se valores de cargas praticamente iguais aos obtidos pela simulação numérica, com variações máximas de 10%. Esta expressão, além de já ter sido pensada para ser corrigida em função do tipo de ancoragem, também contempla limites de resistência impostos à equação e à parcela de confinamento do betão. Estes limites condicionaram a carga obtida para os modelos

P2-5, P3-5, P4-4 e P4-5, sendo os P4 os modelos que maior relação de áreas A/A' têm. O facto de ser necessário um coeficiente de calibração, faz com que a equação tenha limitações na sua utilização para previsão da capacidade de carga, já que são necessários ensaios para se obter o coeficiente η correto que conduz com alguma precisão à carga última. O facto de no trabalho de Marchão (2015) o fator de correção proposto ter sido de 0,83, e de neste trabalho ser de 0,82, indica que o limite inferior típico poderá não ser 0,85, visto ser preciso um coeficiente menor para corrigir a equação em certos casos.

Verifica-se ainda que, para diâmetros de hélice maiores, o quociente $P_{u,n} / P_{u,Previsto}$ é menor e inferior a 1, podendo significar que a parcela de confinamento do estribo está a ser sobrevalorizada.

5.6 Percentagem Mecânica e Geométrica de Armaduras

A percentagem geométrica de armadura, caracteriza-se por ser a razão entre o volume de armadura de confinamento (hélice estribos) e o volume de betão presente na zona em que se encontram embebidas essas mesmas armaduras (zona confinada). A percentagem mecânica de armadura, não é mais do que o produto da percentagem geométrica pelo quociente entre as resistências do aço e do betão.

Na Figura 5.19 apresenta-se a carga última em função da percentagem geométrica de armadura e na Figura 5.20 a carga última em função da percentagem mecânica de armaduras.

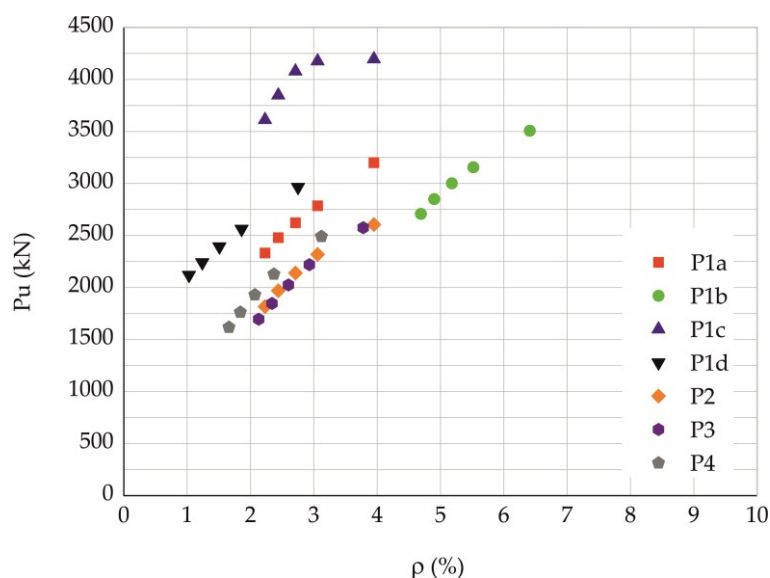


Figura 5.19 - Carga última P_u vs percentagem geométrica de armadura ρ .

Pela Figura 5.19, pode observar-se que os modelos estudados nesta dissertação têm percentagens de armadura geométricas entre 1,03% (P1d-1) a 6,41% (P1b-5), estando a maior parte inserida no intervalo de percentagens estudado por Bonetti (2005) (1,9% a 7,6%).

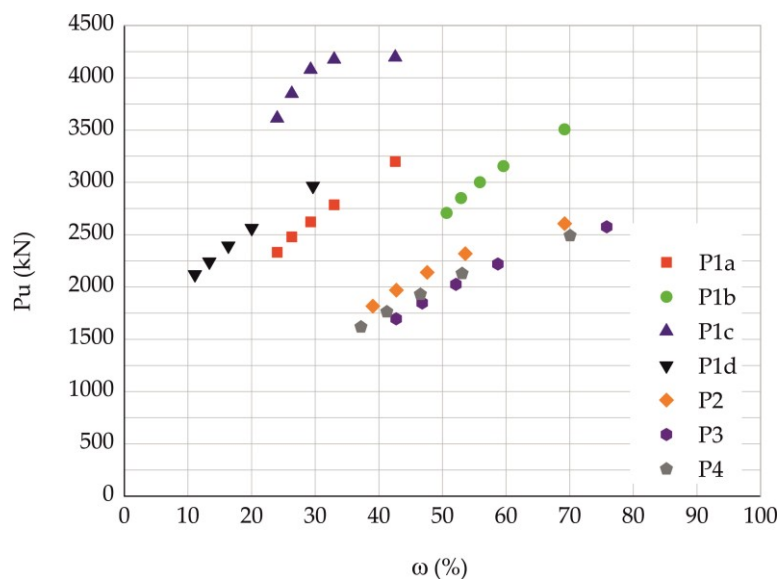


Figura 5.20 - Carga última P_u vs percentagem mecânica de armadura ω .

Pela observação da Figura 5.20, pode concluir-se que quanto maior a classe resistência do betão, maior é o acréscimo de carga última com o aumento da percentagem mecânica de armadura. Isto não é perceptível na Figura 5.19, observando-se um declive praticamente constante para todos os casos.

Tal como referido em 2.2.9, Bonetti (2005) concluiu que o aumento da percentagem mecânica de armadura apenas é favorável até valores de $\omega = 0,50$. Analisando a Figura 5.20, observa-se que para os modelos P1c, com chapa, a carga última tende a estabilizar a partir de $\omega = 0,30$. Para todos os outros, com ancoragem, não se chegou a um patamar limite, sendo que se chegam a atingir percentagens mecânicas de armadura de $\omega = 0,76$.

É de capital relevância referir que os modelos P1c que se encontram próximos de $\omega = 0,30$, em particular os modelos P1c-4 e P1c-5, tiveram um modo de rotura diferente dos demais prismas, tendo a rotura ocorrido fora da zona confinada, quando para os outros casos a rotura ocorreu no interior dessa zona.

5.7 Análises Elásticas

Para consolidar a compreensão dos resultados já apresentados nesta dissertação, realizaram-se 10 análises elásticas de alguns prismas, nomeadamente o P1a-0, P1a-1,

P1a-5, P1b-1, P1b-5, P1c-0, P1c-1, P1c-5, P1d-1 e P1d-5. Nestes casos considerou-se o betão apenas com as suas características lineares (módulo de elasticidade e coeficiente de Poisson), e os restantes elementos mantêm as mesmas características.

O foco principal pretendido com estas análises, foi perceber como se distribuíam as tensões nestes prismas, e de que forma estas variavam entre elas, especialmente entre prismas com ancoragem e prismas com chapa.

Na Tabela 5.8 estão registados os valores máximos e mínimos das tensões em MPa, registadas para uma força aplicada de 1000 kN.

Nas figuras que se mostrarão nesta parte, o eixo x é o que está à esquerda do referencial e na vertical o eixo z. Também se mostrará apenas a volumetria do betão, para melhor visualização.

Tabela 5.8 - Valores máximos e mínimos das tensões elásticas, para uma força aplicada de 1000 kN.

Prisma	σ_{xx} (Mpa)		σ_{yy} (Mpa)		σ_{zz} (Mpa)	
	Min	Máx	Min	Máx	Min	Máx
P1a-0	-10,81	21,92	-10,30	21,95	-125,80	2,42
P1a-1	-11,01	21,16	-10,48	21,01	-125,60	4,27
P1a-5	-11,35	19,58	-10,84	-19,10	-125,90	4,26
P1b-1	-11,08	20,70	-10,57	20,25	-125,70	4,51
P1b -5	-11,40	19,16	-10,90	18,71	-125,90	4,47
P1c-0	-11,42	3,64	-12,32	3,80	-45,68	1,52
P1c-1	-13,09	3,51	-13,06	3,48	-45,72	1,66
P1c-5	-11,69	2,78	-12,53	2,90	-45,58	1,81
P1d-1	-10,97	21,37	-10,44	21,25	-125,60	4,29
P1d-5	-11,31	19,71	-10,80	19,27	-125,90	4,27

5.7.1 Comparação Modelos com Ancoragem *versus* Chapas

Na Figura 5.21 está representada a comparação entre a distribuição de tensões horizontais em x (σ_{xx}) e verticais em z (σ_{zz}), entre o modelo P1a-0 e P1c-0.

Podemos observar na Figura 5.21 que a degradação de tensões em prismas com chapas, é mais suave do que em prismas com ancoragens. Nos prismas com ancoragens,

devido à geometria do próprio dispositivo de ancoragem, geram-se outros efeitos, como por exemplo, o efeito de cunha que altera o estado de tensão, havendo também mais apetência para concentração de tensões na vizinhança dessa mesma zona.

Observa-se também que nos modelos com ancoragem surgem maiores trações verticais e horizontais. Também no que toca à compressão axial dos prismas, os modelos com chapa apresentam menores compressões do que os com ancoragem. Isto explica porque é que os modelos com chapa atingem maiores cargas últimas do que os modelos com ancoragem semelhantes, pois para o mesmo nível de carga as tensões obtidas nos modelos com chapa são menores que nos modelos com ancoragem.

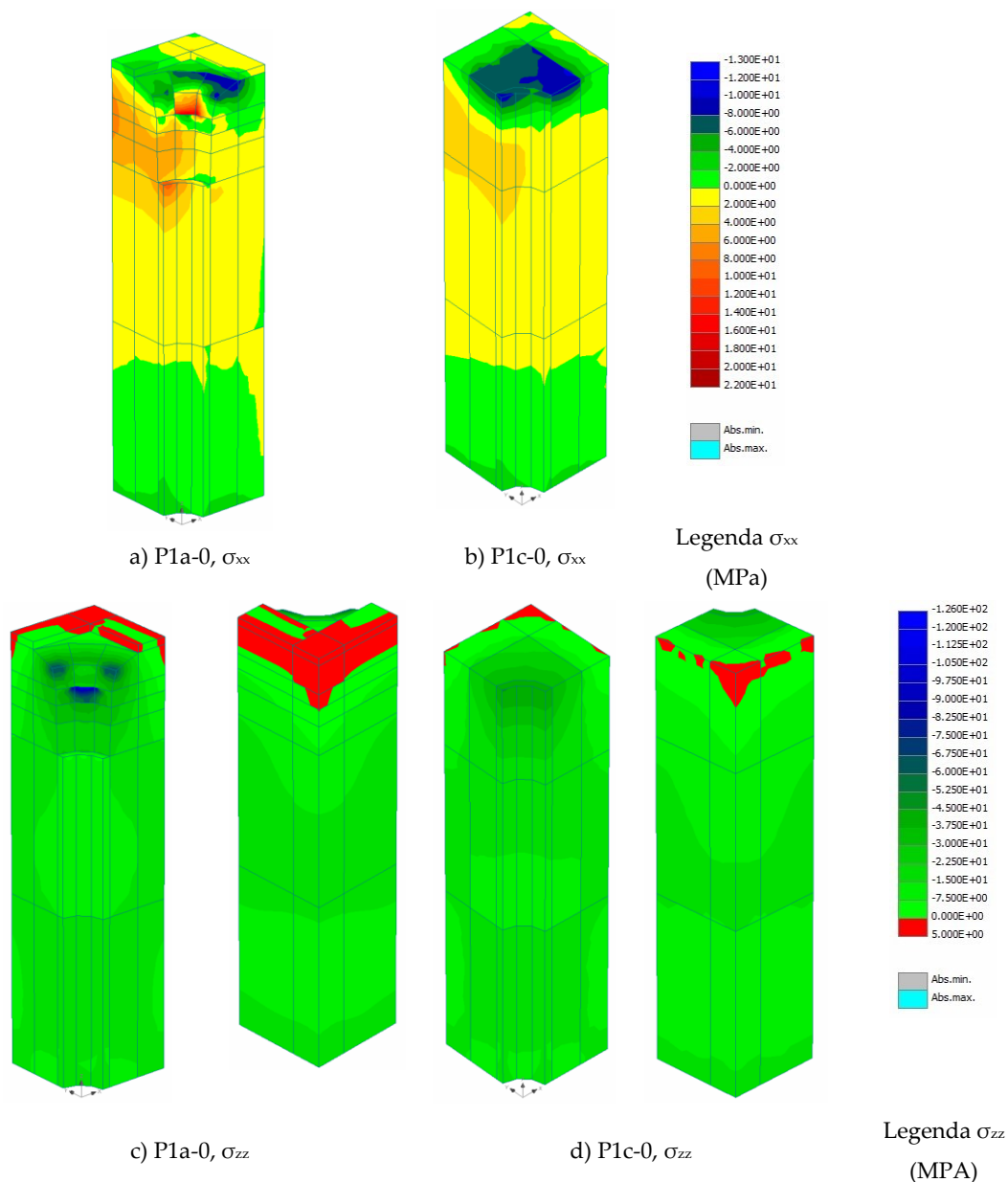


Figura 5.21 - Comparação entre modelos elásticos, P1a-0 (Ancoragem) e P1c-0 (Chapa).

Ainda na Figura 5.21 c) e d) podemos observar as faces exteriores do prisma, em que é notável um maior volume de trações verticais nos modelos com ancoragens.

Na Figura 5.22 está representada a comparação entre a distribuição de tensões horizontais em x (σ_{xx}) e verticais em z (σ_{zz}), entre o modelo P1a-1 e P1c-1.

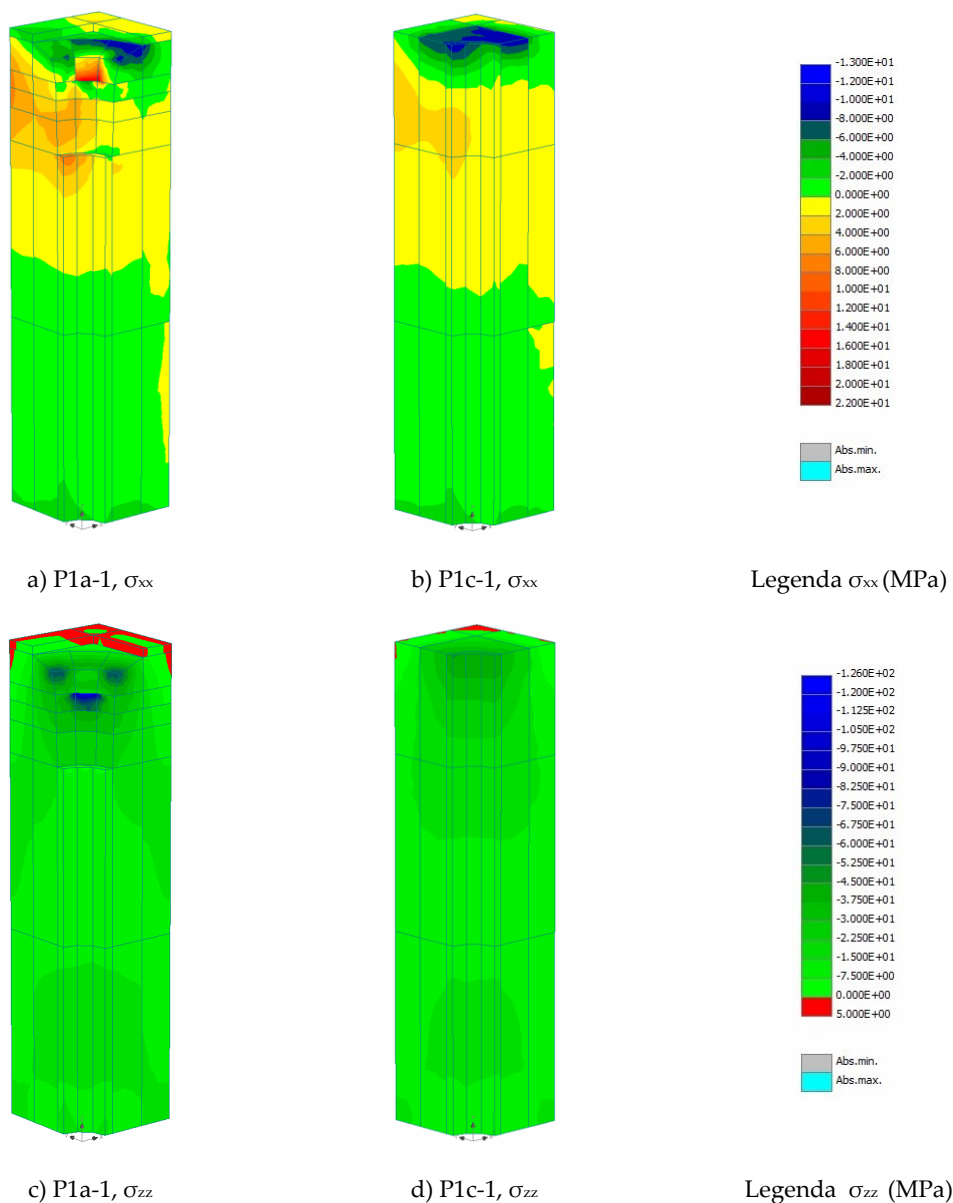


Figura 5.22 – Comparação entre modelos elásticos, P1a-1 (Ancoragem) e P1c-1 (Chapa).

Na Figura 5.23 está representada a comparação entre a distribuição de tensões horizontais em x (σ_{xx}) e verticais em z (σ_{zz}), entre o modelo P1a-5 e P1c-5.

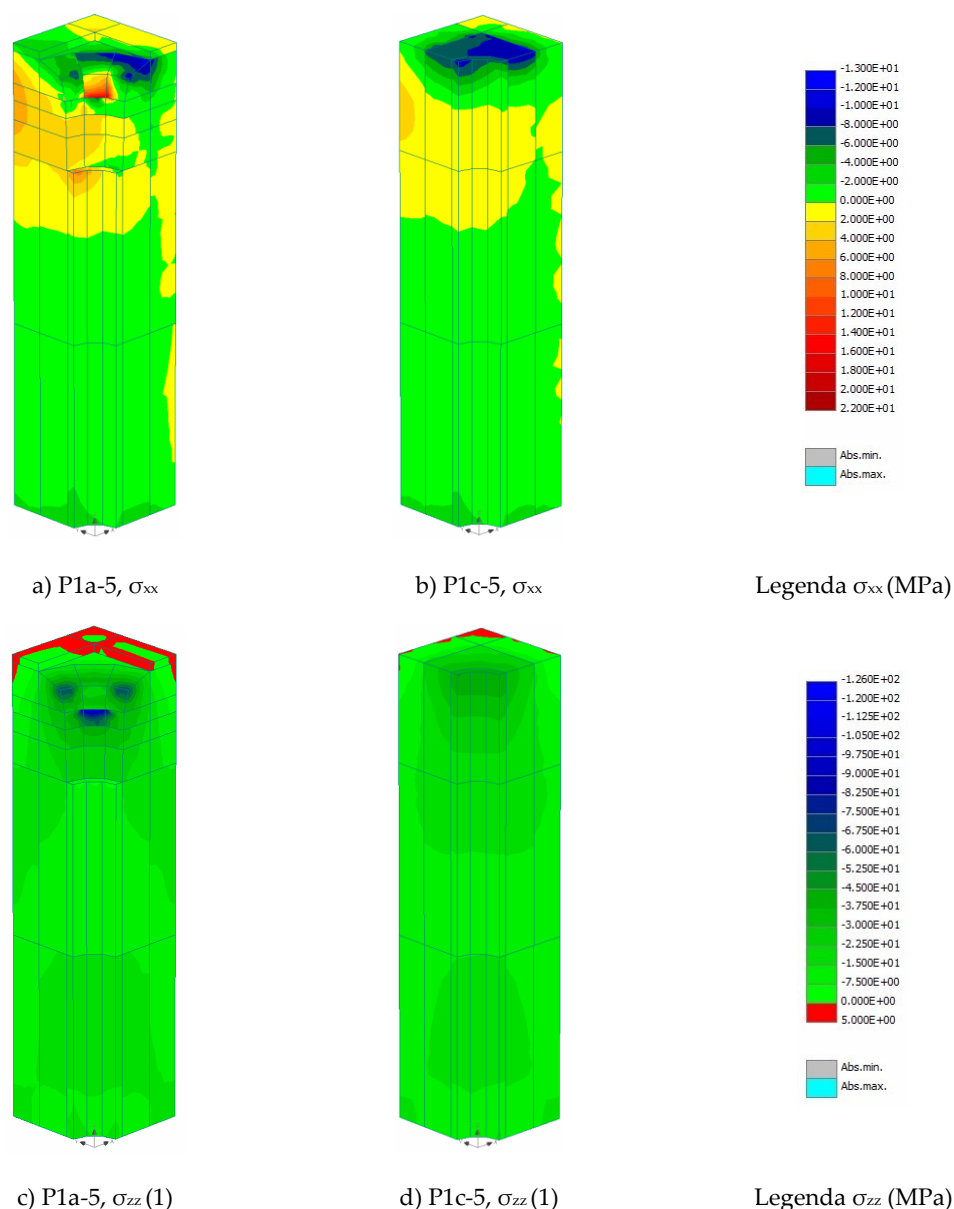


Figura 5.23 - Comparação entre modelos elásticos, P1a-5 (Ancoragem) e P1c-5 (Chapa).

Analisando as três figuras deste ponto (5.7.2), observa-se que a zona onde ocorrem as tensões de tração com maior relevo (junto à face do betão) se situa aproximadamente a 90 - 110 mm de distância da face superior dos prismas, coincidindo com a localização das armaduras mais solicitadas nos modelos com análise não linear, (nível 1 e 2 de confinamento).

Ao compararmos os prismas da Figura 5.22 com os da Figura 5.23, observa-se que os modelos P1a-5 e P1c-5 têm compressões instaladas horizontalmente, na zona dos níveis 4 e 5 de armadura, enquanto os P1a,c-1 têm trações. Na prática, isto quer dizer que

quando o diâmetro da armadura helicoidal é de 16 mm, nessa zona provavelmente teremos compressões, ao passo que quando a armadura helicoidal tem diâmetro de 6 mm provavelmente teremos trações nessa zona. Isto explica em parte o porquê de os prismas com diâmetros de armaduras em hélice mais baixos serem muito mais solicitados nestes níveis, do que nos modelos com maior diâmetro, pois ao terem níveis muito baixos de tração, as armaduras serão menos solicitadas.

Com estas observações, podemos afirmar que o funcionamento de um prisma com ancoragem tem algumas diferenças significativas em relação aos com chapa, pelo que é normal que se comportem de maneira diferente, tal como se observou ao longo deste trabalho.

5.7.2 Comparação Entre Modelos com Ancoragem

Na Figura 5.24 está representada a comparação entre a distribuição de tensões horizontais em x (σ_{xx}) entre os modelos P1a, P1b e P1d, para diâmetros de armadura helicoidal de 6 e 16mm. Na Figura 5.25 está representada a comparação entre a distribuição de tensões verticais em z (σ_{zz}), entre os modelos P1a, P1b e P1d, para diâmetros de armadura helicoidal de 6 e 16mm.

Os prismas P1 das Figura 5.24 e Figura 5.25 são muito semelhantes em termos de distribuição de tensões. A principal diferença consiste na área de compressão que é maior nos modelos P1b, em termos de tensões horizontais. Pode-se afirmar que quanto maior o diâmetro do estribo e da armadura helicoidal, maiores são as zonas do prisma em que temos instaladas compressões. Quando isso sucede, as armaduras presentes nessas áreas são muito pouco solicitadas, face às da zona tracionada, como se observa nas figuras do ponto 5.2.2.1 e 5.3.2. Comparando os casos de menor e maior diâmetro de hélice, verifica-se neste último, que as maiores tensões de tração estão mais próximas da face superior do prisma, o que explica porque em alguns prismas como P1a-5, P1b-4, P1b-5, P1d-5, P2-3, P2-4, P2-5, P3-4, P3-5, P4-3 e P4-5, se registam maiores extensões no primeiro nível de confinamento e não no segundo.

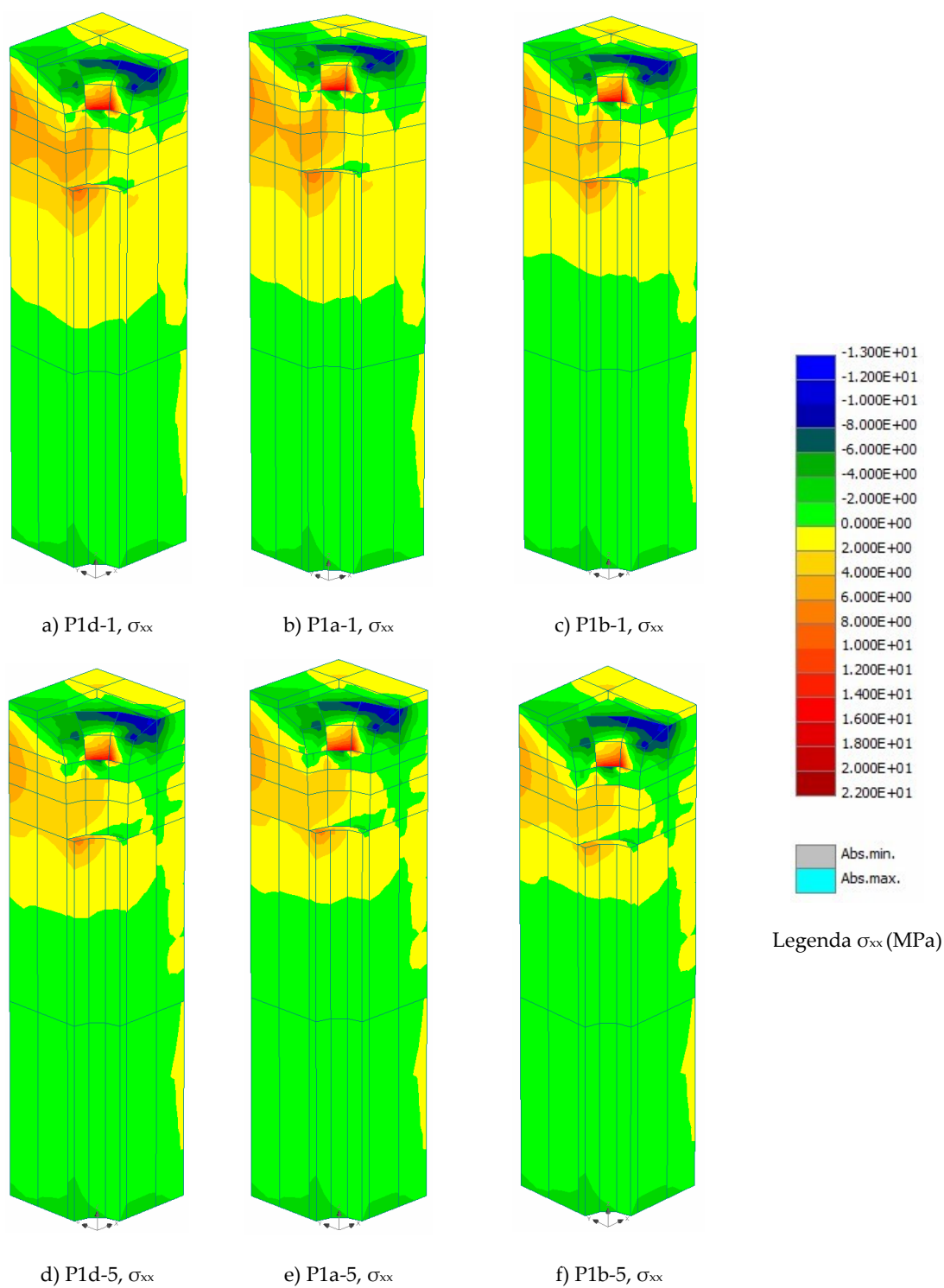


Figura 5.24 - Comparação entre modelos elásticos, P1a-1,5, P1b-1,5 e P1d-1,5.

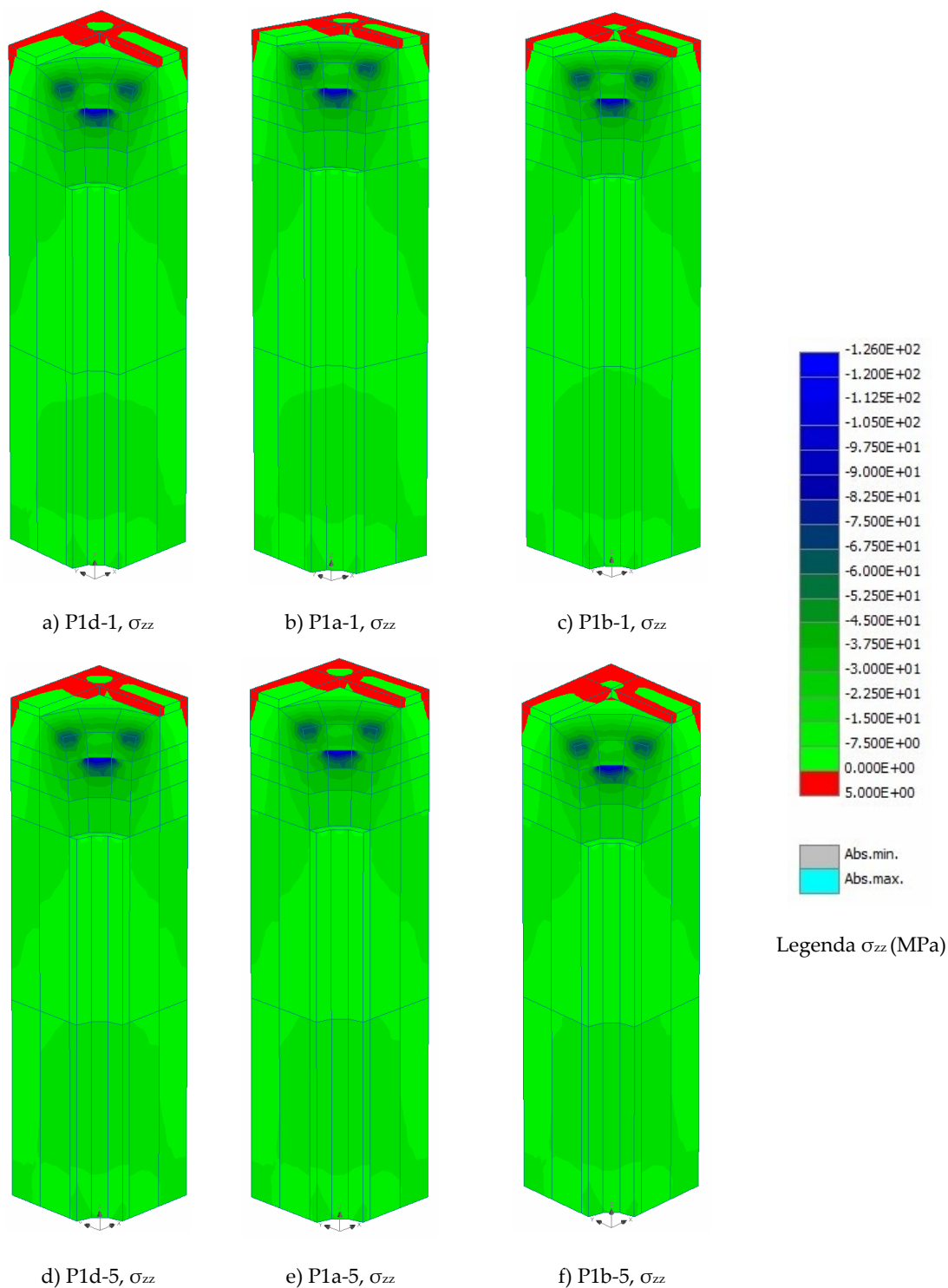


Figura 5.25 - Comparação entre modelos elásticos, P1a-1,5, P1b-1,5 e P1d-1,5.

Comparando todos os modelos elásticos, verifica-se que em todos os prismas as maiores trações horizontais estão localizadas a meio das faces laterais dos prisma, onde é característico aparecer a primeira fenda nos ensaios de carga (Suzuki e Nakatsuka, 1984).

6 Conclusões e Desenvolvimentos Futuros

6.1 Conclusões

O trabalho apresentado nesta dissertação teve como objetivo o estudo paramétrico de prismas que se utilizam para ensaios de aceitação, para o dimensionamento e verificação da zona local de ancoragens de pré-esforço. O principal objetivo foi perceber o funcionamento de ambas as armaduras de confinamento, hélice e estribo. Em geral, a armadura helicoidal tem uma maior eficiência face aos estribos, o que se verifica também nos resultados em relação a extensões e previsão de cargas últimas.

Para este trabalho foram desenvolvidos 45 modelos numéricos de prismas, semelhantes aos preconizados na ETAG 013 (2012) para ensaios de transferência de carga. Foram efetuadas análises não lineares, utilizando o programa de elementos finitos ATENA 3D. Nas simulações numéricas foram utilizados parâmetros para as características dos materiais que já haviam sido aferidas com base em ensaios experimentais (Marchão, 2015). Tirou-se partido da dupla simetria dos modelos com vista à redução do tempo de análise, tendo-se analisado quartos de modelo, e reduzindo o tempo de análise de 8-9 dias (nos modelos completos) para 2-3 dias. A previsão do comportamento dos prismas de betão armado, foi bem conseguida através da análise numérica não linear, tridimensional. As análises numéricas não lineares, em particular com abordagem tridimensional, tornaram-se um meio muito útil para o estudo do comportamento de estruturas de betão armado, como as estudadas nesta dissertação. Essas análises numéricas, podem ser um recurso muito útil na interpretação dos resultados e contribuir para um melhor entendimento do comportamento estrutural das zonas de ancoragem

de pré-esforço (Cervenka e Ganz, 2014). Com a atual evolução computacional e dado o maior custo dos ensaios experimentais, uma vez que requerem mais tempo de execução e mais meios humanos, podemos numa primeira fase optar por estes, com o objetivo de aferir parâmetros e características com simulações numéricas para a realização de estudos paramétricos.

Os resultados obtidos neste trabalho foram muito satisfatórios. Contudo, sempre que possível, deverão ser aliados ao estudo numérico ensaios experimentais que o suportem e traduzam com maior precisão os fenómenos a estudar.

Pudemos observar neste estudo paramétrico que a carga última aumenta quanto maior for a classe de resistência do betão e o diâmetro de ambas as armaduras de confinamento. Observou-se também a existência de dois modos de rotura: um geral, que se caracterizou por ocorrer na zona confinada; e o segundo por ocorrer fora da zona confinada. Suzuki e Nakatsuka (1982), já haviam detetado em provetes de betão armado 3 modos de rotura, sendo que os prismas P1c-4 e P1c-5, são semelhantes ao terceiro modo de rotura (II), que ocorre na metade inferior do provete, fora da zona confinada.

Analisando a relação existente entre a percentagem mecânica e geométrica de armadura dos prismas e a carga última, pode retirar-se uma conclusão interessante. Nos modelos com chapa, observou-se um patamar, em que um aumento da percentagem mecânica, não levou ao esperado aumento de carga última, tendo tendência para estabilizar por volta de $\omega = 0,30$, prevendo Bonetti (2005) que no limite não haverá aumento de resistência para $\omega = 0,50$. É interessante notar que esse abrandamento é perfeitamente visível nos prismas que obtiveram um modo de rotura diferente, fora da zona confinada (P1c-4 e P1c-5), podendo dizer-se que essa poderá ser a razão porque não há benefício, em termos de carga última, no aumento da percentagem de armadura a partir de um certo valor de ω . Há que salientar que para os modelos com ancoragem, este patamar não foi alcançado, e se o mesmo existir será para $\omega > 0,76$.

Quanto à leitura de extensões em ambas as armaduras de confinamento, retiraram-se algumas conclusões. Foi observado que a interação típica entre os dois tipos de armadura se divide em duas fases. Uma fase inicial, em que o nível de extensão em ambas as armaduras é semelhante, e a segunda fase quando o prisma começa a ter comportamento não linear, tendo uma das armaduras de confinamento maiores acréscimos de extensão do que a outra e instalando-se maior extensão nessa mesma armadura. Também se concluiu que as maiores extensões ocorrem em geral no 1º e 2º nível de armadura, a 5 e

10 mm, respetivamente, de distância à face carregada do prisma, sendo essa a zona onde as armaduras de confinamento são mais solicitadas. Das 420 armaduras de confinamento analisadas nesta dissertação, 117 (28%) atingiram a cedência para a carga última dos prismas. Desses 117, 26% (31) foram estribos, o que se revela um valor muito baixo, fazendo com que a contribuição do estribo no confinamento seja pouco eficaz.

Conclui-se, também, que a comparação de resultados de cargas últimas com outros autores se revelou satisfatória e permitiu tirar determinadas conclusões. A expressão (2.14) de Bonetti (2005) é o que apresenta os resultados menos conservativos. O facto da sua expressão ter sido aferida utilizando resultados de ensaios em prismas com chapas e com uma relação A/A' de 4, bastante diferente da relação A/A' dos prismas utilizados nesta dissertação (que varia entre 2,1 e 2,8) pode justificar esta diferença. Visto as armaduras de confinamento estarem a ser contabilizadas na cedência nas equações, observou-se que em alguns casos, pouco estribos atingiam a cedência das armaduras, aquando a capacidade de carga do prisma. A equação (2.10) de Wollmann e Roberts-Wollmann (2000) foi a que mostrou ter melhor desempenho das três analisadas, se se escolher o fator de calibração adequado, obtendo-se quocientes $P_{u,n}/P_{u,Previsto}$ muito próximos de 1.

Com as conclusões dos dois parágrafos anteriores, observou-se o que Marchão (2015) afirmou no seu trabalho. O confinamento não é uniforme ao longo da altura dos prismas e que só em alguns níveis é que as armaduras atingem a cedência, sendo muitas vezes o confinamento menor do que o contabilizado pelas equações propostas para a previsão da capacidade carga.

Outro facto importante foi perceber, ao longo da apresentação dos resultados, que os modelos com chapas se revelaram diferentes em termos de comportamento em relação aos com ancoragem. Com cargas últimas bastante superiores e o aparecimento de um modo de rotura diferente, recomenda-se a devida precaução ao se utilizar modelos com chapas como simplificação de modelos com ancoragens. Isto é relevante pois grande parte do estudo e desenvolvimento de zonas locais de ancoragens de pré-esforço, são baseados em modelos com chapas para a transmissão da carga.

Como nota final, é de salientar que apesar de o estribo não contribuir no confinamento do prisma tão eficazmente com a hélice, este poderá ter um papel importante no controlo da abertura de fendas, visto que as maiores tensões tendencialmente aparecem junto às faces laterais dos prismas, como se observou nos modelos elásticos.

6.2 Desenvolvimentos Futuros

Ao longo da realização deste trabalho, não poderiam deixar de surgir novas questões pertinentes, apesar dos objetivos propostos terem sido cumpridos. Assim, sugere-se futuramente a continuação da investigação da zona local de ancoragens de pré-esforço, propondo as seguintes considerações:

- Campanhas experimentais de prismas, quer com chapas quer com ancoragens, com vista à aferição de características do betão, como por exemplo a energia de fratura e o registo de abertura de fendas, para uma modelação mais próxima da realidade;
- Estudos paramétricos, recorrendo a análise numérica, que variem mais amplamente os parâmetros aqui estudados e se possível, comparando com campanhas experimentais;
- Nos estudos com análise numérica, integrar o modelo com a sua geometria completa, de modo a aproximar-se mais do modelo real;
- Formular uma equação, um modelo analítico, que estime a abertura de fendas em ancoragens.

Bibliografia

- Ahmed, T., Burley, E., e Rigden, S. (1998). Bearing Capacity of Plain and Reinforced Concrete Loaded over a Limited Area. *Structural Journal*, 95(3), 330–342.
- Bergmeister, K., Breen, J. E., Jirsa, J., e Kreger, M. E. (1993). *Detailig for structural concrete*. Technical Report 1127-3F, Center for Transportation Research.
- Bonetti, R. A. (2005). *Ultimate strength of the local zone in load transfer tests*. Tese de mestrado, Faculty of the Virginia Polytechnic Institute and State University.
- Bonetti, R., Roberts-Wollmann, C. L., e Santos, J. T. (2014). Bearing strength of confined concrete. *ACI Structural Journal*, 111(6), 1317–1327. <http://doi.org/10.14359/51687163>
- Breen, J. E., Burdet, O., Roberts, C., Sanders, D., e Wollmann, G. (1991). *Anchorage zone reinforcement for post-tensioned concrete girders*. Technical Report Final Report 10-29, National Cooperative Highway Research Program.
- CEB-FIP Model Code 1990 (1993). *CEB-FIP Model Code 1990*. Thomas Telford Services Ltd, Lausanne, Suíça.
- Cervenka, V., Cervenka, J., e Sistek, M. (2011). Verification of Global Safety Assisted by Numerical Simulation. In *fib Symposium* (pp. 62–68). Prague.
- Cervenka, V., e Ganz, H. R. (2014). Validation of post-tensioning anchorage zones by laboratory testing and numerical simulation. *Structural Concrete*, 15(2), 258–268. <http://doi.org/10.1002/suco.201300038>
- Cervenka, V., Jendele, L., e Cervenka, J. (2016). *ATENA Program Documentation Part 1 Theory*. Praga: Cervenka Consulting s.r.o.
- EN 1992-1-1 (2004). Eurocode 2 - Design of Concrete Structures - Part 1.1: General rules and rules for buildings. (2004). Brussels.
- Especificação LNEC E 450-2010: Varões de aço A500 NR para armaduras de betão armado. Características, ensaios e marcação. (2010).

- ETAG 013: *Guideline for European Technical Approval of post-tensioning kits for prestressing of structures*. (2002). Brussels.
- Marchão, C. A. C. (2015). *Optimisation and Design of Post-Tensioning Anchorage Corner Blisters in Concrete Box Girder Bridges*. Tese de Doutorado, Faculdade de Ciências e Tecnologias, Universidade Nova de Lisboa.
- Model Code 2010 (2012). *Model Code 2010 - Final Draft, Vol. 1*. Bulletin 65. Fédération Internationale du Béton, Lausanne, Suíça.
- Niyogi, S. K. (1975). Bearing Strenght of Reinforced Concrete Blocks. *ASCE Structural Division Journal*, 101, 1125–1137.
- Papanikolaou, V. K., e Jan, C. (2008). Three dimensional combined fracture – plastic material model for concrete. *International Journal of Plasticity*, 24, 2192–2220. <http://doi.org/10.1016/j.ijplas.2008.01.004>
- Richart, F. E., Brandtzaeg, A., e Brown, R. L. (1928). A Study of The Failure of Concrete Under Combined Compressive Stresses. *University of Illinois Bulletin*, XXVI.
- Roberts-Wollmann, C. L., e Breen, J. E. (2000). Design and test specifications for local tendon anchorage zones. *ACI Structural Journal*, 97(6), 867–875.
- Schlaich, J., e Schafer, K. (1989). *Konstruieren im Stahlbetonbau (Design for Concrete Structures)*. Berlim.
- Suzuki, K., e Nakatsuka, T. (1982). Estimation of Bearing Strenght of Reinforced Anchorage Zone in Post-Tensioned Prestressed Concrete Members. *Transactions of the Architectural Institute of Japan*, 315, 17–28.
- Suzuki, K., e Nakatsuka, T. (1984). Estimation of bearing strength of reinforced anchorage zone in post-tensioned prestressed concrete members : Anchorage zone with the combination of square bearing plate, square loaded surface and circular spiral reinforcement. *Transactions of the Architectural Institute of Japan*, 341, 19–26.
- VSL Internacional. European Technical Approval No . ETA-06 / 0006 - Version of 4th May 2012 (2012). Paris.
- Wollmann, G. P., e Roberts-Wollmann, C. L. (2000). *Anchorage Zone Design* (6th ed.). Post-Tensioning Institute (PTI).
- Wurm, P., e Daschner, F. (1977). *Versuche uber teilflaechenbelastung von normalbeton*. Technical report, Deutscher Ausschuss fur Stahlbeton.
- Wurm, P., e Daschner, F. (1983). *Teilflaechenbelastung von normalbeton verusche an bewehrten scheiben*. Technical report, Deutscher Ausschuss fur Stahlbeton.